



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85M
DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA
CIUDAD DE IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

HUACA LARGO NATALY SOLEDAD

JUIÑA GUALOTO KATTY MARIBEL

SUNTAXI SOSA LUISA ALEJANDRA

YUNGA SÁNCHEZ JOSÉ LUIS

TUTOR: ING. WASHINGTON BENAVIDES O.

QUITO – ECUADOR

2012

Dedicatoria

*Esta es la escena que cruza por mi mente al escribir estas líneas de agradecimiento, el primer premio se lo lleva indudablemente el único y sabio Dios **Jesús** a la mención de incondicional, le siguen dos seres extraordinarios que dieron todo por ver el sueño de su hija hecho realidad, llamados sabiamente Mamá y Papá, junto a ellos desfilan Verónica y Daniel y un pedacito de cielo Jeray todos juntos se llevan el estandarte de la mejor familia.*

La gala continúa y de repente la plataforma se ve llena de medallistas a los que llamaré mi regalo, no hace falta dar sus nombres o apellidos porque ellos lo saben y se dan por aludidos, fueron nominados como amigos e hicieron méritos para su galardón tan merecido.

De repente un poco más formales aparecen personas generosas, que dedicaron su vida a compartir conocimiento y responsabilidad social, ellos tienen la recompensa por su excelente labor como docentes.

Al ver el escenario lleno, me pongo de pie, sonrío, aplaudo y doy gracias a Dios por haberme dado tanto sin merecer mucho.

Nataly Huaca

El fin de todo discurso oído es este :Teme a Dios y guarda sus mandamientos porque esto es el todo del hombre.

Dedicatoria

A Dios por haberme dado salud, fé, fortaleza, esperanza e intelecto para culminar con esta labor.

A mis padres por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, quienes han sacrificado gran parte de su vida por verme convertida en una persona de provecho, además me han heredado el tesoro más valioso que puede dársele a una hija, **amor**.

Gracias por darme la oportunidad de hacer realidad este sueño, **LOS AMO**.

Mi más profundo agradecimiento a quienes con su ayuda han colaborado en la realización del presente trabajo, Ing. Washington Benavides, Ing. Teresa Ayabaca, Ing. Francisco Endara por la orientación, el seguimiento y la supervisión continúa de la misma.

Quisiera hacer extensiva mi gratitud a mis compañeros de tesis por su colaboración, comprensión y amistad

Katty Juíña

"Quien no haya experimentado la irresistible atracción de la ciencia, no podrá comprender su tiranía." Frankenstein. Mary Shelley

Dedicatoria

Agradezco de manera especial a la Universidad Central del Ecuador y en especial a la Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemáticas, Escuela de Ingeniería Civil y en ella a los distinguidos docentes por haberme formado como profesional y ahora poder ser una persona productiva para el país.

Al Ing. Washington Benavides por su apoyo ofrecido en el desarrollo, ejecución y culminación de esta tesis; al Ing. Francisco Endara y a la Ing. Teresa Ayabaca por su tiempo compartido, ayuda en asesorías y dudas presentadas en la elaboración de la tesis.

Son muchas las personas que han formado parte de mi vida a lo largo de mi desarrollo profesional, a las que me encantaría agradecerles por su amistad, consejos, esfuerzos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de mi vida. Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de esta tesis, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

Luisa Sntaxi...

DEDICATORIA

Agradezco a Dios y a la Virgen Dolorosa por darme la dicha de estar con vida y disfrutar cada momento.

A mis padres (Pepe y Pila), a mis hermanos (Fernanda y Negrito) por su confianza, apoyo incondicional e inculcarme valores que han hecho de mí una persona de la cual se sienten orgullosos.

A la Universidad Central y la Facultad de Ingeniería por formarme con ética y justicia para alcanzar una Profesión que contribuya al país.

A mis tutores Ing. Benavides, Ing. Dra. Ayabaca e Ing. Endara y compañeros de tesis por su guía y paciencia durante la realización de este trabajo.

A March mi gran amiga y a todos mis amigos que en las buenas y en las malas estuvieron ahí brindándome su apoyo y sus palabras de aliento, amigos realmente

¡GRACIAS!

JOSÉ YUNGA

Agradecimiento

Al dueño de la sabiduría, Jesucristo por su fidelidad, por guiarme a enfrentar el mañana otra vez y llevar mi vida más allá de lo que puedo imaginar.

A mi madre Liduvina por creer en mí, por su confianza, complicidad confidencias, por ser la mujer que es y a la que espero ansiosamente superar.

A mi padre Telmo por ser el ser humano que es, de quien aprendí mucho en silencio, y lo imito en voz alta, por sus consejos y comprensión por tener siempre de que reírnos, y los bellos recuerdos, travesuras que nos unirán por siempre.

A mis hermanos Verónica y Daniel, porque fue genial crecer juntos y será mejor ver que los años pasen y veamos el fruto de nuestra amistad.

A quienes compartieron conmigo aulas, pasillos de risas interminables, por esas noches en vela tratando de conquistar al mundo, por los abrazos sinceros, por las palabras de aliento y por todos estos años que han hecho posible nuestro sueño, por todos esos días irreemplazables que volverán a repetirse pero en el ejercicio de ser ingenieros civiles, si las aulas hablaran contarían nuestra historia y la de muchas generaciones que vieron pasar, pero la nuestra fue especial, porque fuimos el sujeto de esta oración, las personas que hicimos grande el sueño de los que nos aman.

Al trabajo incomparable de nuestros docentes y maestros en su ardua labor.

Nataly Huaca

He entendido que todo lo que DIOS hace es perpetuo; sobre aquello no se añadirá, ni de ello se disminuirá y lo hace Dios para que delante de el teman los hombres, por eso aquello que fue ; ya es; y lo que ha de ser fue ya; y Dios restaura lo que pasó.

Agradecimiento

Con todo mi amor y cariño, al motor que me obliga a funcionar, a mi hijo JARED, gracias por prestarme el tiempo que te pertenecía, y por ser el motivo de mis triunfos y alegrías. Espero Dios nos de salud y vida para verte triunfar.

A mis padres Luis y Mary, a mis hermanos Paúl y Alex, a mi tía Sandry quienes cuidaron de mí hijo mientras realizaba mis estudios. Sin ustedes no hubiese podido hacer realidad este sueño.

A Javier, quien me brindó su amor, estímulo y apoyo constante para que pudiera terminar este trabajo.

Katty Juíña.

"Sólo aquellos que se arriesgan a ir muy lejos, pueden llegar a saber lo lejos que pueden ir" (T.S. Elliot)

Agradecimiento

Este trabajo de tesis de grado se lo dedico a DIOS, por estar siempre a mi lado dándome paciencia y fortaleza en los momentos difíciles de mi vida y así poder alcanzar este gran objetivo.

A mis queridos padres Mariana Sosa y Aníbal Suntaxi quienes con mucho cariño, amor, sacrificio y ejemplo han hecho de mí una persona de bien, con valores para poder desenvolverme como: ESPOSA, MADRE Y PROFESIONAL

A mi hermano Francisco por brindarme siempre su apoyo en tiempos difíciles y darme siempre palabras de aliento para no desfallecer y seguir siempre adelante y poder llegar a culminar con este objetivo de ser una profesional.

A mi esposo Pablo Aguilar, que ha estado a mi lado dándome cariño, confianza y apoyo incondicional para cumplir con esta gran meta, quien con su amor llenó mi vida de felicidad y me hizo creer que el amor no es sueño sino que es real y que sí existe, gracias mi vida te amo.

A mi querido hijito Matías, el cual fue un motivo de inspiración y la razón que me impulsa a seguir adelante día a día, para alcanzar mis ideales de superación, a quien quiero enseñarle que cuando se quiere alcanzar algo en la vida, no hay tiempo ni obstáculo que lo impida, porque el que persevera alcanza su objetivo.

Y a todos aquellos familiares y amigos que estuvieron a mi lado durante mi vida universitaria ustedes saben quiénes son.

Luisa Suntaxi....

AGRADECIMIENTO

Este trabajo lo dedico enormemente a mi familia pilar fundamental en uno de los logros más importantes de mi vida, estas palabras al igual que mis lágrimas al momento de escribirlas van para Uds. A quienes debo mi esfuerzo y superación:

Pepe, Pilita, Fernanda y Negrito

JOSÉ YUNGA

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, HUACA LARGO NATALY SOLEDAD, JUIÑA GUALOTO KATTY MARIBEL, SUNTAXI SOSA LUISA ALEJANDRA y YUNGA SÁNCHEZ JOSÉ LUIS, en calidad de autores del trabajo de investigación o tesis realizada sobre ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85 m DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA), por la presente autorizamos a la UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que nos pertenecen o de parte de los que contiene esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos que como autores nos corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a nuestro favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

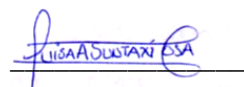
Quito, 21 de octubre de 2012




HUACA LARGO
NATALY SOLEDAD
C.I. 172109048-6



JUIÑA GUALOTO
KATTY MARIBEL
C.I. 172013313-9



SUNTAXI SOSA
LUISA ALEJANDRA
C.I. 171773930-2



YUNGA SÁNCHEZ
JOSÉ LUIS
C.I. 060344539-6

INFORME SOBRE CULMINACIÓN DE TESIS

TESIS: “ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85 m. DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA.)”

TUTOR: Ing. WASHINGTON BENAVIDES ORBE

FECHA: 14 de Septiembre de 2012

1.- Antecedentes:

El Director de la Carrera de Ingeniería Civil solicita el informe sobre el temario de tesis **“ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85 m. DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA.”**, presentado por los señores:

HUACA LARGO NATALY SOLEDAD
JUIÑA GUALOTO KATTY MARIBEL
SUNTAXI SOSA LUISA ALEJANDRA
YUNGA SANCHEZ JOSE LUIS

- Con Oficio No 475-CD.del 26 de mayo de 2011, el Consejo Directivo de la Facultad, en base a los informes favorables de los Ings Washington Benavides O. y Francisco Endara M., AUTORIZA la correspondiente denuncia de tesis.

2.- Desarrollo de la Tesis:

- El grupo de tesis procede a la recolección del material bibliográfico necesario para el desarrollo de la tesis, consistente en normas y más estándares para el diseño de las alternativas de diseño de este proyecto, considerando sobre todo la metodología propuesta por las normas LRFD y AASHTO respectivas, para el diseño de puentes de carreteras.
- Se obtiene del Ministerio de Transporte, la información relativa al estudio de suelos del sitio de emplazamiento del proyecto, así como de cotas probables de desplante de las cimentaciones para esta obra importante, consistente en un puente, que ubicado sobre la Quebrada Grande, circunvalará la ciudad de Ibarra y permitirá un mejor flujo vehicular, sobre todo del transporte pesado.
- Se realizan los cálculos previos, relativos a la manera más eficiente de vencer esta longitud del puente y se llega a establecer que lo más apropiado es dividir en dos vanos simplemente apoyados, de anchos simétricos, separados por una junta central y de longitudes de 42.50 metros cada uno. Además se decide, utilizar una pila central continua.

- Considerando la inestabilidad del lado derecho del puente, por la posibilidad real de una erosión de ese costado, lo cual afectaría la estabilidad del estribo del mismo lado, se decide desplazar la posición de dicho estribo, hacia la parte firme de ese lado de la quebrada.
- Se analizan las alternativas de diseño preliminares, considerando para la superestructura, vigas postensadas, vigas de hormigón armado y vigas de acero, aplicando en cada caso, las normas de diseño dadas por el método LRFD (LOAD RESISTANCE FACTOR DESIGN), que es el que está en vigencia.
- Una vez realizados los diseños respectivos, para la superestructura se eligen las alternativas de diseño con vigas postensadas y de acero, como las más apropiadas, descartándose la de hormigón armado, desafortunadamente por su peso propio de gran magnitud, así como de acero de refuerzo.
- Se concentra la atención en el diseño de estas dos alternativas, que igualmente son válidas y aceptable desde el punto de vista técnico, dejándose la elección de la alternativa final, supeditada a factores importantes, tales como costo del proyecto, facilidades o dificultades de construcción y finalmente, el tiempo de ejecución del proyecto..
- El desarrollo de la tesis en todos sus niveles, estuvo siempre bajo la supervisión permanente y control de los Ingenieros, Washington Benavides, Francisco Endara y Dra. Teresa Ayabaca.

3.- Conclusiones:

- Luego del balance y evaluación de los factores señalados, se concluye que la alternativa óptima es el utilizar vigas de acero para la superestructura, la losa de hormigón armado y para la subestructura, estribos, pila y cimentaciones, también de hormigón armado.

Atentamente,



Ing. Washington BENAVIDES O.

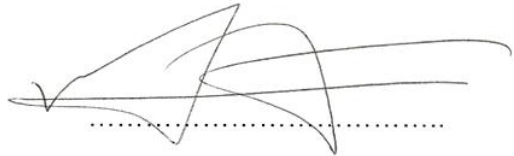
PROFESOR PRINCIPAL

TUTOR.

CERTIFICACIÓN

En calidad de Tutor del tema de tesis: ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85 m DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA), presentado y desarrollado por los señores: HUACA LARGO NATALY SOLEDAD, JUIÑA GUALOTO KATTY MARIBEL, SUNTAXI SOSA LUISA ALEJANDRA y YUNGA SANCHEZ JOSE LUIS, previo a la obtención del Título de INGENIERO CIVIL, considero que la tesis ha sido desarrollado en su totalidad y a satisfacción, cumpliendo con todos los requisitos exigidos.

Atentamente

A handwritten signature in black ink, consisting of several overlapping loops and a long horizontal stroke extending to the right. Below the signature is a horizontal dotted line.

ING. WASHINGTON BENAVIDES O.

TUTOR

Quito, Septiembre 13/09/2012



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

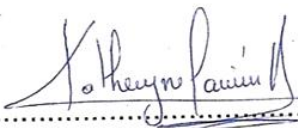
Quito, 27 SEPTIEMBRE DE 2012.

Señor HUACA LARGO NATALY SOLEDAD

Tema: ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS
(85 m DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA
CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA)

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	Francisco R Emdara Homcayo	18	diez y ocho	Francisco R Emdara Homcayo
PROFESOR TITULAR	Teresa Ayabaca Cazar	18	diez y ocho	Teresa Ayabaca Cazar
PROMEDIO		18	diez y ocho	PROMEDIO


Dra. Katheryne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 27 Septiembre del 2012

Señor JUIFA GUALOTO KATTY MARIBEL

Tema: "ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85m DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA)"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	Fraimeidco Rubén Emdana Momcayo	18	diez y ocho	Fraimeidco Rubén Emdana Momcayo
PROFESOR TITULAR	TERESA AYABACA CAZAL	18	diez y ocho	Teresa Ayabaca Cazal
PROMEDIO		18	diez y ocho	Promedio

Dra. Katheryne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 27 SEPTIEMBRE DEL 2012

Señor SUITAXI SOSA LUISA ALEJANDRA

Tema: "ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85 m DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA)"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	Francisco Rubén Endara Moncayo	18	diez y ocho	Ing. Francisco Endara
PROFESOR TITULAR	TERESA AYOBACA CAZAR	18	diez y ocho	Teresa Ayobaca
PROMEDIO		18	diez y ocho	

Dra. Katheryne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA
SECRETARÍA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 27 DE SEPTIEMBRE DEL 2012

Señor José Luis Yunga Sánchez

Tema: "ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANDOS
185 m. DE LONGITUD) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD
DE IBARRA (PROVINCIA DE IMBABURA)"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	Francisco Rubén Emdara Moncayo	18	diez y ocho	
PROFESOR TITULAR	TERESA AYIBACH CAZAR	18	diez y ocho	
PROMEDIO		18	diez y ocho	

Dra. Katheryne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)

CONTENIDO

PAGINAS PRELIMINARES

AGRADECIMIENTO.....	- ii -
DEDICATORIA.....	- iii -
AUTORIZACION DE LA AUTORIA INTELECTUAL.....	- x -
INFORME SOBRE CULMINACION DE TESIS.....	- xi -
CERTIFICACION DEL TUTOR DE TESIS.....	- xiii -
AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL	x
LISTADO DE CUADROS	xxii
LISTADO DE TABLAS	xxiii
LISTADO DE FIGURAS	xxvi
RESUMEN	xxxv
CAPÍTULO 1	- 1 -
1. INTRODUCCIÓN	- 1 -
1.1. ANTECEDENTES.....	- 1 -
1.2. OBJETIVOS	- 1 -
1.2.1. OBJETIVOS GENERALES DEL PROYECTO	- 1 -
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL PROYECTO.....	- 2 -
1.3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	- 2 -
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	- 2 -
CAPÍTULO 2	- 3 -
2. LOS PUENTES.....	- 3 -
2.1. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES SEGÚN EL MATERIAL.....	- 3 -
2.2. LOS PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO	- 4 -
2.2.1. MATERIALES: HORMIGÓN, ACERO DE REFUERZO, ACERO DE PRETENSADO, DUCTOS, ANCLAJES.	- 7 -
2.2.2. ESTRUCTURAS PARA PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO.....	- 10 -
2.2.3. SISTEMAS DE PRETENSADO/POSTENSADO: EQUIPOS, PROCEDIMIENTO.....	- 11 -
2.3. LOS PUENTES DE ACERO [12]	- 19 -
2.3.1. MATERIALES: ACEROS ESTRUCTURALES, CABLES, SUELDAS, OTROS.	- 20 -

2.3.2.	TIPOS DE ESTRUCTURAS PARA PUENTES DE ACERO.....	- 29 -
2.3.3.	TABLEROS Y SISTEMAS DE PISOS PARA PUENTES DE CARRETERA.	- 33 -
CAPITULO 3	- 41 -
3.	NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA.....	- 41 -
3.1.	ESPECIFICACIONES AASTHO-LRFD [2]	- 41 -
3.1.1.	CARGAS DE DISEÑO EN PUENTES DE CARRETERA	- 41 -
3.1.2.	DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO	- 52 -
3.1.3.	DISEÑO DE PUENTES EN ACERO	- 68 -
3.1.4.	DISEÑO DE PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA (VIGAS DE ACERO Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO)	- 72 -
3.1.5.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIONES.....	- 84 -
3.1.6.	DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES	- 98 -
3.2.	ESPECIFICACIONES PARA SUELDA DE ELEMENTOS DE PUENTES: CÓDIGO DE SOLDADURA DE PUENTES AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2002 (BRIDGE WELDING CODE).....	- 104 -
3.3.	ESPECIFICACIONES ECUATORIANAS DE DISEÑO DE PUENTES	- 106 -
3.3.1.	DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO (RTE INEN 037:2009)	- 111 -
CAPITULO 4	- 113 -
4.	ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE	- 113 -
4.1.	ESTUDIOS PRELIMINARES.....	- 113 -
4.1.1.	ESTUDIO TOPOGRÁFICO	- 113 -
4.1.2.	ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE HIDRÁULICA.....	- 114 -
4.1.3.	ESTUDIO DE SUELOS Y MATERIALES.....	- 118 -
4.1.4.	ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO	- 122 -
4.1.5.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL.....	- 123 -
4.2.	ALTERNATIVAS DE DISEÑO	- 136 -
4.2.1.	PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS HORMIGÓN PRESFORZADO SIMPLEMENTE APOYADO Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO.	- 138 -
4.2.2.	PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE SECCIÓN COMPUESTA ACERO - HORMIGÓN ARMADO	- 141 -
4.2.3.	PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGÓN ARMADO SIMPLEMENTE APOYADA Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO ...	- 145 -

4.2.4.	PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE SECCIÓN VARIABLE DE DOS VANOS DE ACERO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.	- 148 -
4.3.	SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO	- 148 -
CAPITULO 5		- 151 -
5.	DISEÑO DE LA ALTERNATIVA 1: PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGÓN POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.....	- 151 -
5.1.	CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	- 151 -
5.1.1.	DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES	- 151 -
5.1.2.	DISEÑO DEL TABLERO.....	- 162 -
5.1.3.	ELEMENTOS PRINCIPALES	- 186 -
5.1.4.	ELEMENTOS SECUNDARIOS.....	- 208 -
5.2.	CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN.....	- 215 -
5.2.1.	ESTRIBOS Y MUROS DE ALA.....	- 215 -
5.2.2.	DISEÑO DE LA PILA	- 282 -
CAPÍTULO 6		- 320 -
6.	DISEÑO DE LA ALTERNATIVA 2	- 320 -
6.1.	PREDISEÑO DE ELEMENTOS	- 320 -
6.2.	CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	- 321 -
6.2.1.	PROTECCIONES LATERALES	- 322 -
6.2.2.	DISEÑO DEL TABLERO.....	- 322 -
6.2.3.	ELEMENTOS PRINCIPALES	- 323 -
6.2.4.	ELEMENTOS SECUNDARIOS.....	- 349 -
6.3.	CÁLCULO DE INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN	- 379 -
6.3.1.	ESTRIBOS, MUROS DE ALA Y PILAS	- 379 -
6.3.2.	INFRAESTRUCTURA: PILAS.....	- 418 -
CAPÍTULO. 7		- 419 -
7.	PROCESO CONSTRUCTIVO	- 419 -
7.1.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CADA ALTERNATIVA.....	- 419 -
7.1.1.	Alternativa 1: Puente de vigas longitudinales de dos vanos de hormigón postensado simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.	- 419 -
7.2.	PROCESO CONSTRUCTIVO DE INFRAESTRUCTURAS	- 429 -
7.3.	Proceso constructivo de superestructuras	- 430 -
CAPITULO 8		- 440 -

8.	EVALUACIÓN ECONÓMICA Y PROGRAMACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN	440 -
8.1.	VOLÚMENES DE OBRA DE CADA ALTERNATIVA	441 -
8.2.	PRECIOS UNITARIOS DE LAS ALTERNATIVAS.....	444 -
8.3.	PRESUPUESTO DE CADA ALTERNATIVA	475
CAPITULO 9.	478
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	478

LISTADO DE CUADROS

Cuadro 1. 1 Coordenadas geográficas de la ubicación del puente	- 2 -
Cuadro 4. 1. Parámetros Físicos Morfométricos	- 114 -
Cuadro 4. 2. Coeficiente de riesgo	- 115 -
Cuadro 4. 3. Características del suelo - Margen Derecha	- 120 -
Cuadro 4. 4. Características del suelo - Margen Izquierda	- 120 -
Cuadro 4. 5. Módulo estático y deformación	- 120 -
Cuadro 5. 1 Resumen de momentos positivos a 0.4L	- 169 -
Cuadro 5. 2 Propiedades Geométricas de la Sección de la viga	- 188 -
Cuadro 5. 3 Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.	- 222 -
Cuadro 5. 4 Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A	- 224 -
Cuadro 5. 5 Fuerzas verticales (Fv)	- 225 -
Cuadro 5. 6 Momento estabilizador por cargas verticales mvu	- 226 -
Cuadro 5. 7 Cargas horizontales fh	- 226 -
Cuadro 5. 8 Cargas horizontales Mhu	- 226 -
Cuadro 5. 9 Fuerzas verticales (Fv)	- 230 -
Cuadro 5. 10 Momento estabilizador por cargas verticales Mvu	- 231 -
Cuadro 5. 11 Cargas horizontales	- 231 -
Cuadro 5. 12 Cargas horizontales	- 231 -
Cuadro 5. 13 Cálculo de los momentos en el estribo por secciones	- 239 -
Cuadro 5. 14 Momentos por cargas en el Talón	- 245 -
Cuadro 5. 15 Cargas (V) aplicadas en el Talón	- 247 -
Cuadro 5. 16 Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.	- 263 -
Cuadro 5. 17 Cargas verticales Vu	- 263 -
Cuadro 5. 18 Momento Estabilizador por cargas verticales	- 264 -
Cuadro 5. 19 Resumen de cargas aplicadas al muro de ala	- 266 -

Cuadro 5. 20 Momentos en el Muro de ala por secciones	- 269 -
Cuadro 5. 21 Pesos y Momentos de la infraestructura.....	- 286 -
Cuadro 5. 22 Pila + Superestructura.....	- 311 -
Cuadro 5. 23 Infraestructura desde el nivel de empotramiento	- 312 -

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2. 1 Fuerzas máximas admisibles bajo el anclaje, en la puesta en	- 14 -
Tabla 2. 2: Tabla de las principales unidades de pretensado Freyssinet	- 16 -
Tabla 2. 3: Tabla de otras unidades de pretensado Freyssinet	- 17 -
Tabla 2. 4 Simbología de soldadura	- 26 -
Tabla 3. 1: Densidades	- 42 -
Tabla 3. 2: Efecto dinámico por carga vehicular.	- 47 -
Tabla 3. 3: Factores de presencia múltiple	- 47 -
Tabla 3. 4 Zonas sísmicas	- 48 -
Tabla 3. 5 Combinación de cargas y Factores de Carga en español	- 49 -
Tabla 3. 6 Factores de carga para cargas permanentes en español	- 49 -
Tabla 3. 7: Espesores mínimos para superestructuras de constante.	- 52 -
Tabla 3. 8 Fajas equivalentes interiores para tableros con armadura perpendicular al tráfico	- 54 -
Tabla 3. 9 Factores de resistencia	- 57 -
Tabla 3. 10 Propiedades de los cables y barras de pretensado	- 61 -
Tabla 3. 11 Límites de tensión para los tendones de pretensado.	- 63 -
Tabla 3. 12 Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas	- 63 -
Tabla 3. 13 Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas	- 64 -
Tabla 3. 14 Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado limite de servicio después de las pérdidas	- 64 -

Tabla 3. 15 Valores de K	- 65 -
Tabla 3. 16 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural según su forma, resistencia y espesor	- 69 -
Tabla 3. 17 Factores de resistencia en cimientos superficiales	- 94 -
Tabla 3. 18 Niveles de ensayo para las barandas de puentes	- 99 -
Tabla 3. 19 Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular.	- 101 -
 Tabla 4. 1. Factores para el cálculo del período de recurrencia de la cuenca hidrológica en el sitio de implantación del Puente sobre la Qda. Grande	 - 116 -
Tabla 4. 2 Matriz Modificada de Leopold utilizada para el análisis ambiental por la construcción del nuevo Puente sobre la Quebrada Grande.	- 128 -
Tabla 4. 3 Actividades e Impacto (Desbroce y Limpieza).....	- 129 -
Tabla 4. 4 Actividades e Impacto (Excavación)	- 129 -
Tabla 4. 5 Actividades e Impacto (Material de Préstamo).....	- 130 -
Tabla 4. 6 Actividades e Impacto (Colocación de Hormigón).....	- 130 -
Tabla 4. 7 Actividades e Impacto (Materiales para la Construcción)	- 131 -
Tabla 4. 8 Actividades e Impacto (Vigas y Tableros)	- 131 -
Tabla 4. 9 Actividades e Impacto (Evitar la Erosión).....	- 132 -
Tabla 4. 10 Actividades e Impacto (Campamento)	- 132 -
Tabla 4. 11 Actividades e Impacto (Operación del Puente)	- 133 -
 Tabla 5. 1 Fuerzas y Longitudes para protección vehicular de Resistencia 4	 - 152 -
Tabla 5. 2 Características geométricas	- 186 -
Tabla 5. 3 Hormigón en losa	- 187 -
Tabla 5. 4 Hormigón en vigas	- 187 -
Tabla 5. 5 Momentos y Reacción Máximos por Carga HL-93	- 191 -
Tabla 5. 6 Coeficientes de fricción para tendones de postensado	- 202 -
Tabla 5. 7 Altura equivalente para carga vehicular	- 221 -
 Tabla 6. 1: Propiedades Geométricas de la viga (primera etapa constructiva)	 - 326 -

Tabla 6. 2: Cortantes Máximos sin factorizar a viga (primera etapa constructiva)...	- 329 -
Tabla 6. 3: Momentos Máximos sin factorizar a viga (primera etapa constructiva) .	- 329 -
Tabla 6. 4: Propiedades de la sección compuesta (segunda etapa constructiva).....	- 331 -
Tabla 6. 5 Propiedades de la sección compuesta (tercera etapa constructiva)	- 340 -
Tabla 6. 6 Ordenada de la Contraflecha	- 347 -
Tabla 6. 7 Resistencia nominal por cortante de los conectores de corte	- 357 -
Tabla 6. 8: Tamaño mínimo de la soldadura de filete	- 369 -
Tabla 6. 9: Tamaño máximo de la soldadura de filete.....	- 369 -
Tabla 6. 10: Compatibilidad de electrodos.....	- 369 -
Tabla 6. 11: Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete	- 370 -
Tabla 6. 12: Resistencia de diseño de soldadura	- 371 -
Tabla 6. 13 Altura equivalente para carga vehicular	- 384 -
Tabla 6. 14. Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.	- 386 -
Tabla 6. 15: Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.....	- 387 -
Tabla 6. 16 Fuerzas verticales (F_v)	- 388 -
Tabla 6. 17 : Momento estabilizador por cargas verticales M_{vu}	- 388 -
Tabla 6. 18 Cargas horizontales F_h	- 388 -
Tabla 6. 19: Cargas horizontales M_{hu}	- 389 -
Tabla 6. 20: calculo Vuelco alrededor del punto A.....	- 389 -
Tabla 6. 21: Cálculo factor de seguridad.....	- 390 -
Tabla 6. 22 Deslizamiento en base del estribo	- 391 -
Tabla 6. 23.Cálculo del Factor de seguridad	- 391 -
Tabla 6. 24 Presión actuante en base del estribo	- 392 -
Tabla 6. 25 Fuerzas verticales (F_v)	- 393 -
Tabla 6. 26 Momento estabilizador por cargas verticales M_{vu}	- 393 -
Tabla 6. 27 Cargas horizontales	- 394 -
Tabla 6. 28 Cargas horizontales	- 394 -

Tabla 6. 29 Cálculo de excentricidad.	- 395 -
Tabla 6. 30 Cálculo de factor de seguridad	- 395 -
Tabla 6. 31 Cálculo de presión actuante.	- 395 -
Tabla 6. 32 Cálculo de capacidad portante máxima y mínima	- 396 -
Tabla 6. 33 Cálculo de los momentos en el estribo por secciones	- 401 -
Tabla 6. 34: Momentos por cargas en el Talón	- 406 -
Tabla 6. 35 Cargas (V) aplicadas en el Talón.....	- 408 -

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2. 1: Fabricación de Elemento Pretensado	- 5 -
Figura 2. 2: Fabricación de Elemento Postensado	- 6 -
Figura 2. 3: Esfuerzo de la sección transversal de los perfiles de acero estructural a flexión	- 8 -
Figura 2. 4: Elementos del Puente	- 11 -
Figura 2. 5 Elementos del alambre.	- 12 -
Figura 2. 6 Anclajes móviles (tipo M)	- 12 -
Figura 2. 7 Anclajes fijos (tipo FC).	- 13 -
Figura 2. 8 Anclajes para el paso de la armadura (tipo EM y EF).	- 13 -
Figura 2. 9: Anclajes de acoplamiento (tipo R Y R').	- 13 -
Figura 2. 10 Anclaje Freyssinet 12 T 15	- 15 -
Figura 2. 11 Anclaje activo después de la inyección.	- 18 -
Figura 2. 12 Perfiles laminados en caliente.	- 22 -
Figura 2. 13 Perfiles soldados	- 23 -
Figura 2. 14: Perfiles Electrosoldados.....	- 23 -
Figura 2. 15 Perfiles laminados en frío	- 24 -
Figura 2. 16 Diagrama del Cable de Acero	- 25 -
Figura 2. 17 Clasificación del cordón de soldadura según la posición.	- 27 -
Figura 2. 18 Puentes de Vigas	- 30 -

Figura 2. 19 Puentes de tablero superior.	- 30 -
Figura 2. 20 Puentes de tablero inferior.	- 30 -
Figura 2. 21 Puente tipo Pony.	- 31 -
Figura 2. 22 Puente en arco con tablero superior.	- 31 -
Figura 2. 23 Puente en arco con tablero intermedio.	- 31 -
Figura 2. 24 Puente en arco con tablero inferior.....	- 32 -
Figura 2. 25 Puente Colgante.	- 33 -
Figura 2. 26 Sistema de Piso	- 34 -
Figura 2. 27 Soldadura a Filete.	- 37 -
Figura 2. 28 Soldadura de Ranura.	- 37 -
Figura 2. 29 Modos de falla en uniones empernadas.....	- 39 -
Figura 3. 1 Características del Camión de diseño	- 44 -
Figura 3. 2 Posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda	- 45 -
Figura 3. 3 Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda	- 45 -
Figura 3. 4 Posición de la carga de rueda	- 45 -
Figura 3. 5 Fuerza de frenado de un vehículo	- 48 -
Figura 3. 6 Anclaje de ganchos normales	- 58 -
Figura 3. 7 Diagramas de Magnel	- 68 -
Figura 3. 8 Diagramas de sección compuesta	- 72 -
Figura 3. 9 Ancho efectivo del tablero en vigas interiores	- 74 -
Figura 3. 10 Ancho efectivo del tablero en vigas exteriores.....	- 74 -
Figura 3. 11 Tipos de conectores de corte	- 80 -
Figura 3. 12 Sección Compacta	- 80 -
Figura 3. 13 Rigidizadores en una viga de acero	- 82 -
Figura 3. 14 . Predimensionamiento de estribos a gravedad	- 85 -
Figura 3. 15. Predimensionamiento de estribo en voladizo	- 85 -
Figura 3. 16 Simbología de empuje activo de Coulomb.....	- 87 -

Figura 3. 17 Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a)	- 89 -
Figura 3. 18 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico	- 90 -
Figura 3. 19 Cargas típicas en estribo	- 91 -
Figura 3. 20 Reacciones por empuje del suelo: rocoso y no rocoso	- 93 -
Figura 3. 21 Diagrama de fuerzas de cuña activa	- 95 -
Figura 3. 22 Cargas que actúan sobre barandas para peatones	- 100 -
Figura 3. 23 Protecciones para tráfico vehicular	- 101 -
Figura 3. 24 Muro de hormigón con riel metálico: Impacto a la mitad y en el poste	- 104 -
Figura 3. 25 Posición de las placas Código AWS D1.5.....	- 106 -
Figura 4. 1 Ecuador Zonas sísmicas para propósitos de diseño	- 122 -
Figura 4. 2 Protecciones laterales vehiculares	- 136 -
Figura 4. 3 Guardavías	- 137 -
Figura 4. 4 Perfil del cauce de La Quebrada Grande	- 137 -
Figura 4. 5 Implantación y topografía del puente	- 138 -
Figura 4. 6 Sección de viga adoptada.....	- 139 -
Figura 4. 7 Elevación del puente – Alternativa 1	- 141 -
Figura 4. 8 Esquema de la sección transversal- alternativa 1	- 141 -
Figura 4. 9 Esquema de la viga metálica	- 142 -
Figura 4. 100 Sección transversal del puente	- 144 -
Figura 4. 111 Elevación del puente	- 147 -
Figura 4. 122 Sección transversal del puente	- 147 -
Figura 4. 133 Esquema de la elevación del puente	- 148 -
Figura 5. 1 Sección adoptada para protección lateral vehicular externa	- 152 -
Figura 5. 2 Segmentos A1, A2, A3 de la sección transversal del parapeto	- 153 -
Figura 5. 3 Segmento A1 en análisis	- 155 -

Figura 5. 4 Área A2 en análisis	- 156 -
Figura 5. 5 Cortante entre barrera y losa	- 158 -
Figura 5. 6 Esquema de armado del Parapeto.....	- 160 -
Figura 5. 7 Esquema del guardavía	- 161 -
Figura 5. 8 Pasamanos tipo W	- 161 -
Figura 5. 9 Poste tipo C.....	- 162 -
Figura 5. 10 Sección transversal del puente gemelo.....	- 163 -
Figura 5. 11 Franja de diseño perpendicular al tráfico.	- 163 -
Figura 5. 12 Momentos por carga muerta de losa (DC).....	- 164 -
Figura 5. 13 Momentos por peso propio de parapeto (Wp)	- 165 -
Figura 5. 14 Momentos por capa de rodadura (DW)	- 166 -
Figura 5. 15 Momentos por carga viva (LL+IM)	- 167 -
Figura 5. 16 Resumen de momentos negativos	- 168 -
Figura 5. 17 Acero negativo	- 171 -
Figura 5. 18 Acero positivo.....	- 173 -
Figura 5. 19 Armado de Losa.....	- 175 -
Figura 5. 20 Cargas aplicadas en cara de viga.....	- 176 -
Figura 5. 21 Barrera sometida a colisión vehicular	- 178 -
Figura 5. 22 Colocación del acero en voladizo.....	- 179 -
Figura 5. 23 Tensión axial producida por la colisión.....	- 180 -
Figura 5. 24 Longitud de desarrollo para el voladizo	- 182 -
Figura 5. 25 Diagrama de momento por colisión en tramo interior de losa	- 184 -
Figura 5. 26 Carga de losa y reacciones en apoyos	- 184 -
Figura 5. 27 Carga de barandas y reacciones en apoyos.....	- 184 -
Figura 5. 28 Longitud de desarrollo del acero adicional	- 186 -
Figura 5. 29 Sección Transversal	- 188 -
Figura 5. 30 Propiedades de la Sección transversal de la viga en el centro de la luz .	- 188 -

Figura 5. 31 Diagrama de Cargas del diafragma	- 190 -
Figura 5. 32 Sección de la viga	- 192 -
Figura 5. 33 Sección y propiedades de la viga T	- 195 -
Figura 5. 34 Esquema del diafragma	- 207 -
Figura 5. 35 Curvas de Tensión	- 212 -
Figura 5. 36 Dispositivo de Apoyo	- 214 -
Figura 5. 37 Dimensiones adoptadas para el estribo.....	- 216 -
Figura 5. 38 Ubicación de Carga muerta de la superestructura	- 218 -
Figura 5. 39 Cargas Verticales y Horizontales actuantes.....	- 221 -
Figura 5. 40 Cargas actuantes en Estribo	- 225 -
Figura 5. 41 Carga actuante en base de estribo.	- 227 -
Figura 5. 42 Carga actuante en base de estribo por deslizamiento	- 228 -
Figura 5. 43 Cargas actuantes en Estribo	- 230 -
Figura 5. 44 Cargas actuantes en Estribo (Sismo)	- 234 -
Figura 5. 45 Cargas actuantes para el diseño de la pantalla.....	- 238 -
Figura 5. 46 Esfuerzo producidos por el suelo	- 245 -
Figura 5. 47 Esfuerzo para el cálculo de la zapata.....	- 249 -
Figura 5. 48 Ubicación de la viga de asiento.....	- 252 -
Figura 5. 49 Cargas actuantes sobre la viga de asiento.....	- 252 -
Figura 5. 50 Diagrama de cortante y momentos flectores en la viga	- 254 -
Figura 5. 51 Geometría de la viga de asiento sección transversal.....	- 254 -
Figura 5. 52 Armado de la viga de asiento.	- 256 -
Figura 5. 53 Trabas antisísmicas.	- 257 -
Figura 5. 54 Geometría de traba antisísmica	- 258 -
Figura 5. 55 Armado de la traba antisísmica	- 259 -
Figura 5. 56 Esquema en planta Estribo y Muro de ala	- 260 -
Figura 5. 57 Recomendaciones para el predimensionado del muro de ala	- 260 -

Figura 5. 58 Dimensiones del Muro de Ala.....	- 261 -
Figura 5. 59 Cargas verticales y horizontales	- 262 -
Figura 5. 60 Secciones a analizar de la pantalla del muro de ala	- 268 -
Figura 5. 61 Armado de la Pantalla del Muro de Ala	- 275 -
Figura 5. 62 Reacciones del suelo	- 276 -
Figura 5. 63 Reacciones del suelo	- 279 -
Figura 5. 64 Planta de la Pila.....	- 282 -
Figura 5. 65 Elevación de pila.....	- 283 -
Figura 5. 66 Elevación lateral de la pila	- 283 -
Figura 5. 67 Cargas aplicadas por Cm y Cv	- 284 -
Figura 5. 68 Elevación lateral de la Pila.....	- 285 -
Figura 5. 69 Esfuerzos producidos por el suelo.....	- 292 -
Figura 5. 70 Esfuerzos para el cálculo del dedo.	- 296 -
Figura 5. 71 Armado de la cimentación de la Pila.....	- 301 -
Figura 5. 72 Cargas aplicadas en la viga de cimentación	- 302 -
Figura 5. 73 Distancia a la cual se aplica la resultante R	- 303 -
Figura 5. 74 Presiones Netas del suelo	- 305 -
Figura 5. 75 Diagrama de Cortante y Momento	- 307 -
Figura 5. 76 Columna del pórtico.....	- 310 -
Figura 5. 77 Dimensiones de columna	- 313 -
Figura 5. 78 Dimensiones Viga Cabezal	- 315 -
Figura 5. 79 Dimensiones Viga Arriostamiento.....	- 318 -
 Figura 6. 1: Elevación del puente.....	 - 320 -
Figura 6. 2: Sección transversal del puente	- 320 -
Figura 6. 3: Secciones compuestas	- 321 -
Figura 6. 4: Armado transversal de Losa soportado con vigas de acero	- 322 -

Figura 6. 5: Dimensiones adoptadas de la viga metálica	- 323 -
Figura 6. 6: Detalle de parapeto solido	- 325 -
Figura 6. 7: Diagrama de Sección Resistente (primera etapa)	- 326 -
Figura 6. 8: Diagrama de esfuerzos (primera etapa)	- 328 -
Figura 6. 9: Sección Compuesta (segunda etapa constructiva)	- 330 -
Figura 6. 10: Sección Resistente (segunda etapa)	- 331 -
Figura 6. 11: Diagrama de esfuerzos (segunda etapa)	- 333 -
Figura 6. 12: Diagrama final de esfuerzos (puente vacío)	- 333 -
Figura 6. 13: Posición del vehículo	- 333 -
Figura 6. 14: Posición de la resultante por máximo momento	- 336 -
Figura 6. 15: Posición del vehículo	- 337 -
Figura 6. 16: Carga Equivalente	- 338 -
Figura 6. 17: Diagrama de Cortante	- 338 -
Figura 6. 18: Distribución transversal de cargas de vehículo.	- 339 -
Figura 6. 19: Sección Resistente (Puente en servicio)	- 340 -
Figura 6. 20: Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio)	- 341 -
Figura 6. 21: Diagrama Capacidad de momento plástico	- 343 -
Figura 6. 22: Diagrama de esfuerzos eje neutro plástico	- 344 -
Figura 6. 23: Contraflecha debido a la carga muerta.	- 347 -
Figura 6. 24: Dimensiones del rigidizador transversal	- 350 -
Figura 6. 25: Distancia entre rigidizadores transversales intermedios	- 351 -
Figura 6. 26: Rigidizadores transversales de apoyo.	- 352 -
Figura 6. 27: Rigidizador longitudinal.	- 355 -
Figura 6. 28: Tipos de canal.	- 356 -
Figura 6. 29: Detalle de viga con conector de corte	- 361 -
Figura 6. 30: Diagonales verticales.	- 366 -
Figura 6. 31: Detalle de arriostramiento horizontal	- 368 -

Figura 6. 32: a) superficie convexa, b) superficie cóncava c) soldadura de filete de lados. -	368 -
Figura 6. 33: Cargas de diseño.....	- 372 -
Figura 6. 34 Dimensiones adoptadas para el estribo.....	- 380 -
Figura 6. 35 Ubicación de Carga muerta de la superestructura	- 381 -
Figura 6. 36 Posición de la carga Viva (HL – 93)	- 383 -
Figura 6. 37. Cargas actuantes en Estribo	- 387 -
Figura 6. 38 Carga actuante en base de estribo.	- 389 -
Figura 6. 39 Carga actuante en base de estribo por deslizamiento	- 390 -
Figura 6. 40 Cargas actuantes en Estribo	- 392 -
Figura 6. 41 Determinación de factor de seguridad.....	- 396 -
Figura 6. 42 . Cargas actuantes en Estribo	- 397 -
Figura 6. 43 Cargas actuantes para el diseño de la pantalla.....	- 400 -
Figura 6. 44 Esfuerzo producidos por el suelo	- 406 -
Figura 6. 45 . Esfuerzo para el cálculo de la zapata.....	- 409 -
Figura 6. 46 Ubicación de la viga de asiento.....	- 412 -
Figura 6. 47 Diagrama de cortante y momentos flectores en la viga	- 414 -
Figura 6. 48 Geometría de la viga de asiento.	- 414 -
Figura 6. 49 Armado de la viga de asiento.	- 416 -
Figura 6. 50 Geometría de traba antisísmica	- 417 -
Figura 6. 51 Armado de la traba antisísmica	- 418 -

LISTA DE PLANOS

PLANOS PRIMERA ALTERNATIVA: “Puente de vigas Longitudinales de dos vanos de hormigón postensado simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.”

1. IMPLANTACIÓN DEL PUENTE
2. DETALLES Y ARMADO DE VIGAS POSTENSADAS
3. TABLERO Y PARAPETOS
4. DETALLE DE ESTRIBOS 1
5. DETALLE DE ESTRIBOS 2
6. PILAS
7. MUROS DE ALA

PLANOS SEGUNDA ALTERNATIVA: “Puente de vigas Longitudinales de dos vanos de acero de sección constante simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.”

1. IMPLANTACIÓN DEL PUENTE
2. DETALLES Y ARMADO DE VIGAS METÁLICAS
3. ARRIOSTRAMIENTOS SUPERIOR E INFERIOR
4. TABLERO Y PARAPETOS
5. DETALLE DE ESTRIBOS 1
6. DETALLE DE ESTRIBOS 2
7. PILAS
8. MUROS DE ALA

RESUMEN

ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE UN PUENTE DE DOS VANOS (85M DE LONGITUD TOTAL) SOBRE LA QUEBRADA GRANDE EN LA CIUDAD DE IBARRA, PROVINCIA DE IMBABURA

Como parte de las mejoras de la vialidad en la ciudad de Ibarra el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, contempla construir un paso lateral que permita el libre flujo vehicular y evite el congestionamiento en el centro de la misma.

Para esto se plantea la construcción de un puente de 85m de luz sobre la Quebrada Grande ubicada al sur oeste de esta Ciudad, proponiéndose el estudio de cuatro alternativas, de las cuales se escogieron dos opciones para su diseño, utilizando las Especificaciones AASHTO LRFD “Diseño por factores de carga y resistencia”

La alternativa 1 define un puente de dos vanos de 42,5 m, con vigas de hormigón postensado y tablero de hormigón armado, la alternativa 2 consiste en un puente de dos vanos de 42,5m, de sección compuesta, conformado por un tablero de hormigón armado, sobre vigas metálicas simplemente apoyadas de sección constante. El diseño de la infraestructura es idéntico para las dos alternativas.

Analizando, parámetros estructurales, económicos y técnicos se ha determinado que la Alternativa 2 es la más apropiada: puente de vigas longitudinales de dos vanos de acero de sección constante y tablero de hormigón armado.

DESCRIPTORES:

PUENTE DE 85 m/QUEBRADA GRANDE/CIUDAD DE IBARRA/ ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE PUENTES DE DOS VANOS/TABLEROS DE HORMIGÓN ARMADO/VIGAS POSTENSADAS/VIGAS METÁLICAS/SECCIÓN CONSTANTE/ /PILAS DE HORMIGÓN ARMADO/ ESTRIBOS DE PUENTES/ MUROS DE ALA/ESPECIFICACIONES AASHTO- LRFD.

ABSTRACT

ALTERNATIVE DESIGN OF TWO BRIDGES VANOS (85M TOTAL LENGTH) ON QUEBRADA GRANDE IBARRA IN OF CITY, PROVINCE IMBABURA

As part of the improvements of the roadway in the Ibarra city the Transport and Public Works Ministry, contemplate to build a step perimetral that allows the free traffic flow and avoids the overcrowding in the center of the same one.

For this there propose the construction of a bridge of 85m length on the Quebrada Grande, located in the southern part west of this City, proposing him the study of four alternatives, between which two options were chosen for his design, using the Specifications AASHTO LRFD "Load and Resistance Factors Design"

The alternative 1 defines a vain bridge of two of 42,5 m, with beams of concrete prestressing, and board of armed concrete, the alternative 2 consists on a vain bridge of two of 42,5m, of mixed section, conformed by a board of armed concrete, have more than enough simply leaning metallic beams of constant section. The design of the infrastructure is identical for the two alternatives.

Analyzing, structural, economic and technical parameters one has determined that the Alternative 2 is the most appropriate: bridge of longitudinal girders of two vain ones of steel of constant section and board of reinforced concrete.

It has been considered the best option taking parameters structural, economic and technical choosing the Alternative 2 as the best option.

KEY WORDS:

BRIDGE 85 M / QUEBRADA GRANDE / IBARRA / ALTERNATIVE DESIGN OF TWO BRIDGES VANOS / CONCRETE PANEL / BEAMS POSTENSADAS / STEEL BEAMS / CONSTANT SECTION / REINFORCED CONCRETE PILES DO / BRIDGE ABUTMENTS / WING WALLS / AASHTO-LRFD.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En nuestro país es común visualizar como el parque automotor a aumentado en los últimos años y claramente se observa el congestionamiento sobre todo en los centros de las ciudades, por tanto, se debe pensar en incrementar vías alternas o pasos laterales, que permitan una buena circulación tanto para vehículos que se desplazan dentro de la ciudad como para aquellos que van de paso.

En este trabajo de Graduación se propone una solución parcial al problema de congestión vehicular en la Provincia de Imbabura, consistente en el diseño de un puente sobre la Quebrada Grande que formará parte del paso lateral de la ciudad de Ibarra, ubicado entre las abscisas 0+360 y 0+445, con una longitud de 85m, el cual se diseña considerando que la vía será de primer orden y contara con seis carriles.

Para la realización de este trabajo y con la finalidad de que el proyecto se adapte a las condiciones existentes en el sector, se utiliza la información de estudios (hidrológicos, geológicos), proporcionados por parte del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP) (Anexo 2,3), que es la institución encargada de llevar adelante la planificación, diseño, construcción y mantenimiento vial de las carreteras y puentes pertenecientes a la red troncal del Ecuador.

El presente trabajo de grado se encuadra dentro de las disciplinas del área de Estructuras de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Ciencias Físicas y Matemática de la Universidad Central del Ecuador.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVOS GENERALES DEL PROYECTO

- Diseñar un puente sobre la Quebrada Grande perteneciente al paso lateral de la ciudad de Ibarra (Provincia de Imbabura) aplicando los conocimientos adquiridos durante los estudios de la carrera de ingeniería civil.
- Contribuir al conocimiento del uso de nuevas normas para el diseño de puentes de carretera en beneficio de estudiantes y profesionales de la ingeniería civil.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL PROYECTO

- Desarrollar dos alternativas de diseño de un puente de 85 m de Longitud sobre la Quebrada Grande en el Ciudad de Ibarra (Provincia de Imbabura) de conformidad con las actuales especificaciones AASHTO-LRFD.
- Hacer un análisis comparativo entre las dos alternativas de diseño, para determinar la opción técnica y económica más apropiada para este proyecto.
- Contribuir al desarrollo del sector al implementar un puente que une a los barrios de San Cristóbal y San Luis localizadas en el sector suroriental de la Ciudad de Ibarra.

1.3. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El puente objeto de este proyecto se ubica en la Provincia de Imbabura al sur-oriente de la Ciudad de Ibarra, en las siguientes coordenadas:

MARGEN	LATITUD (N)	LONGITUD (W)
DERECHA	00° 18'	78° 18 '
IZQUIERDA	00° 21'	78° 10'

Cuadro 1. 1 Coordenadas geográficas de la ubicación del puente

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

La vía Panamericana que une a todo el país, a lo largo de su recorrido hacia la frontera norte, pasa por el interior de la ciudad de Ibarra provocando un colapso del libre flujo vehicular, debido a que por esta carretera circulan toda clase de vehículos livianos y de transporte pesado, es así, que al sur-oriente de la ciudad se construirá un paso lateral que se complementa con una serie de estructuras de paso como es el caso del puente sobre la Quebrada Grande, con la finalidad de que evite el congestionamiento que se produce en la ciudad y contribuya con la comunicación de varias localidades en el recorrido de la vía.

En general el Ecuador presenta una topografía muy accidentada con presencia de ríos, quebradas, depresiones, elevaciones, y otros, lo cual ha obligado la implementación de nuevas tecnologías en la construcción y utilización de diferentes tipos de normas y especificaciones extranjeras.

El interés de realizar este trabajo de graduación, es el de incentivar el uso de las normas y métodos de diseño que recomiendan las nuevas Especificaciones de la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transporte para el diseño de puentes (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications), lo cual redundará en el mejoramiento de la vialidad en el país, y por tanto en la calidad de vida de los pobladores.

2. LOS PUENTES

2.1. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES SEGÚN EL MATERIAL

Los puentes de acuerdo al tipo de material utilizado en su construcción, se clasifican en [12]:

- Puentes de madera,
 - Puentes de mampostería,
 - Puentes metálicos,
 - Puentes de hormigón armado,
 - Puentes de hormigón pretensado,
 - Puentes de sección compuesta.
- **PUENTES DE MADERA.**- Los puentes de madera son fáciles y rápidos de construir, además han resultado siempre más económicos, y se han utilizado eficientemente con luces de hasta 20 metros en caminos de poca circulación con vehículos livianos, la gran ventaja de este tipo de puentes es la reducción de costos al utilizar materiales de la zona.

Los tres problemas básicos de durabilidad de los puentes de madera son los siguientes:

- El propio material, se deteriora con el paso del tiempo si no se le presta adecuado mantenimiento.
 - Su vulnerabilidad al efecto de las crecidas de los ríos.
 - La vulnerabilidad a los incendios.
- **PUENTES DE MAMPOSTERÍA (piedra, ladrillo).**- Al igual que la madera, la piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma, dado a que trabajan fundamentalmente a compresión y limitan o eliminan totalmente el efecto de la flexión y pueden ser utilizados para vencer luces de hasta 10 metros. Aparte de la piedra, se han utilizado también materiales como el ladrillo que es un elemento para hacer arcos de dovelas entibadas, es decir la estructura típica de este tipo de puentes es la bóveda; por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

- **PUENTES METÁLICOS.-** Los puentes metálicos son estructuras que se construyen con rapidez. Sin embargo, tienen un alto costo y además se encuentran sometidos a la acción corrosiva de los agentes atmosféricos, gases y humos de las ciudades y fabricas. Por ello, su mantenimiento es caro. Los puentes de acero de un solo tramo que utilizan vigas metálicas logran luces de hasta 55 m, los puentes metálicos de armadura alcanzan luces de hasta 120 m, el diseño en arco pueden llegar a luces de 150 m.
- **PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO.-** El hormigón armado es una combinación adecuada de acero y hormigón, diseñado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. Por ello las barras de acero se introducen en las piezas de hormigón, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten tracciones y el segundo las compresiones. Se recomienda luces de hasta 20m como máximo pero se pueden tener luces de hasta 50 m, pero para salvar obstáculos de mayor longitud siempre que se disponga pilas intermedia.
- **PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO/POSTENSADO.-** El hormigón pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tensa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), este tipo de puentes permite el empleo de materiales de resistencia elevada, reducir dimensiones de la sección transversal y lograr economía en peso. Para este tipo de puentes se pueden tener luces máximas de 45 m pero pueden variar según el tipo estructural y el material empleado hasta 50 m.
- **PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA.-** A diferencia del diseño del acero estructural tradicional, el cual considera solo la resistencia del acero, el diseño de secciones compuestas asume que el acero y el concreto trabajan juntos en las resistencias de las cargas. Esto resulta en diseños más económicos, debido a que la cantidad de acero puede ser reducida.

El caso más común de un elemento compuesto a flexión, es una viga de acero interactuando con una losa de concreto por acción de pernos o conectores de corte.

2.2. LOS PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO

- **PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO [11].-** El sistema estructural básico está formado por unas vigas de hormigón armado apoyadas sobre los estribos o sobre las pilas y unidas por una losa, también de hormigón armado. permiten superar luces mayores que los puentes de piedra, aunque menores que los puentes de acero, y tienen costos de mantenimiento muy

escasos, ya que son muy resistentes a la acción de los agentes atmosféricos. Este tipo de puente se puede adecuar muy bien para el paso de vehículos, pues las vigas se pueden diseñar de tal manera que puedan soportar la carga provocada por el paso de camiones.

Características del hormigón armado:

- El coeficiente de dilatación del hormigón es similar al del acero, siendo despreciables las tensiones internas por cambios de temperatura.
 - Cuando el hormigón fragua se contrae y presiona fuertemente las barras de acero, creando además fuerte adherencia química. Las barras suelen tener resaltes en su superficie, llamadas *corrugas* o *trefilado*, que favorecen la adherencia física con el hormigón.
 - Por último, el pH alcalino del cemento produce la *pasivación* del acero, fenómeno que ayuda a protegerlo de la corrosión.
 - El hormigón que rodea a las barras de acero genera un fenómeno de confinamiento que impide su pandeo, optimizando su empleo estructural.
- **PUNTES DE HORMIGÓN PRETENSADO.**- El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios (20 m) donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros (50 m) como los atirantados.
 - **Pretensado.**- El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto.

Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta.

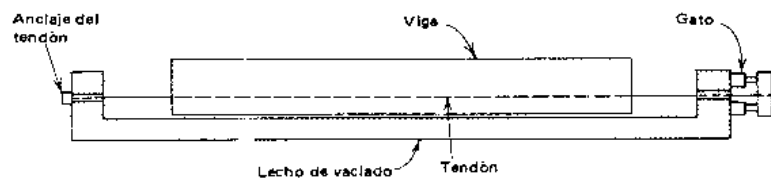


Figura 2. 1: Fabricación de Elemento Pretensado [11]

Con el armazón en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el

endurecimiento del concreto. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, pero no lo consiguen totalmente por estar ligados por adherencia al concreto. Entonces, la forma de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

- Pieza prefabricada.
 - El presfuerzo se aplica antes que las cargas.
 - El anclaje se da por adherencia
 - La acción del presfuerzo es interna
 - El acero tiene trayectorias rectas.
 - Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elementos isostáticos).
- **Postensado.**- Contrario al pretensado el postensado es un método de presforzado en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tensado después de que el concreto ha fraguado. Así el presfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto inmediatamente después del presforzado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como contruidos en sitio.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el trazado deseado, antes de vaciar el concreto.

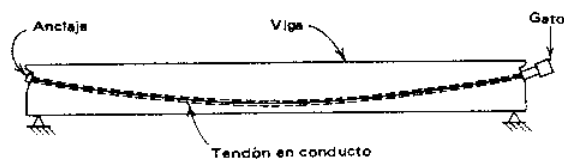


Figura 2. 2: Fabricación de Elemento Postensado [11]

Características:

- Piezas prefabricadas o contruidas en sitio.
- Se aplica el presfuerzo después de hormigonar.
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
- La acción del presfuerzo es externa.
- La trayectoria de los cables puede ser recta o curva.
- La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

Ventajas del hormigón pretensado/postensado:

- La resistencia a la tracción del hormigón convencional es muy inferior a su resistencia a la compresión del orden de 10 veces menor.
- Comprime al hormigón de forma que no se produzca tracciones o que éstas tengan un valor reducido.
- Con el hormigón pretensado se evita la fisuración que se produce en el hormigón armado y por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el hormigón armado porque se produciría una fisuración excesiva.

2.2.1.MATERIALES: HORMIGÓN, ACERO DE REFUERZO, ACERO DE PRETENSADO, DUCTOS, ANCLAJES.

Los materiales (concreto, acero, hierro, etc.) tanto para hormigón armado como para hormigón pretensado tienen una importancia decisiva en la configuración de los puentes.

- **HORMIGÓN.-** La principal característica estructural del hormigón es que resiste muy bien los esfuerzos de compresión, pero no tiene buen comportamiento frente a otros tipos de esfuerzos (tracción, flexión, cortante, otros.), por este motivo es habitual usarlo asociado al acero, recibiendo el nombre de hormigón armado.

El hormigón es un material elástico y tan pronto como el esfuerzo se aplica a la unidad, se acorta, por lo que reduce la longitud extendida del acero y, en consecuencia, el esfuerzo en él. A esta pérdida de presfuerzo se le llama deformación elástica del concreto.

Resistencia [3].- El hormigón armado utilizado en la construcción de puentes tiene esfuerzos de compresión con los siguientes valores:

- Hormigón convencional entre : 210 kg/cm^2 y 280 kg/cm^2
 - Hormigón pretensado entre : 350 kg/cm^2 y 420 kg/cm^2
 - Hormigón convencional entre : 420 kg/cm^2 y 770 kg/cm^2
- **ACERO DE REFUERZO.-** Es un importante material, utilizado para el refuerzo de estructuras y demás obras que requieran de este elemento, de conformidad con los diseños, planos y especificaciones. Por su importancia en las construcciones, debe estar comprobada y estudiada su calidad, debiendo cumplir con ciertas normas que exigen sea verificada su

resistencia, ductilidad, dimensiones, y límites físicos o químicos de la materia prima utilizada en su fabricación.

Resistencia [3].- El rango aceptable por las especificaciones AASHTO – LRFD para el límite de fluencia del acero de refuerzo, para el diseño de un puente es:

$$420 \text{ MPa} \leq f_y \leq 520 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad.- El módulo de elasticidad para el acero de la armadura de refuerzo, no presforzado, se considera constante e igual a: $E_s = 200000 \text{ MPa}$ ($2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

En el acero estructural se aprovecha el comportamiento inelástico del mismo y se trabaja con un diagrama de esfuerzos, en el cual el esfuerzo máximo es el de fluencia del acero.

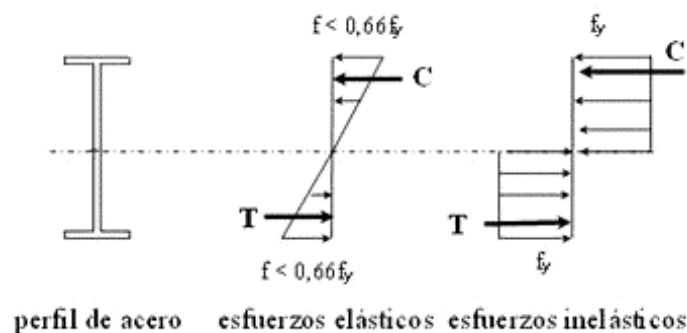


Figura 2. 3: Esfuerzo de la sección transversal de los perfiles de acero estructural a flexión [11]

- **ACERO DE PRETENSADO.-** Los alambres y cordones de acero de alta resistencia son utilizados en construcción con el objetivo principal de incrementar la resistencia a tracción de las estructuras de hormigón y crear unos estados de tensión y deformación adecuados, dentro de unos valores previamente determinados.

Normalmente la escasa resistencia a la tracción del hormigón se suple colocando acero de pretensado en las zonas de los elementos estructurales donde pueden aparecer tracciones esto es lo que se conoce como hormigón armado convencional. Esta forma de proporcionar resistencia a la tracción puede garantizar una resistencia adecuada al elemento, pero presenta el inconveniente de no impedir el agrietamiento del hormigón para ciertos niveles de carga.

Es conveniente exponer un resumen de las pérdidas que pueden presentarse por:

- Contracción del concreto.

- Deformación elástica del concreto.
- Fluencia del concreto.
- Relajamiento del acero.
- Curado con vapor.
- Durante el anclaje.
- Fricción en el gato y en el anclaje.
- Fricción en el ducto.

Las pérdidas que tienen lugar antes y durante la transferencia de esfuerzos, son del orden del 5% para postensado y del orden del 10% para pretensado.

- **DUCTOS.-** El término “ducto” se utiliza para nombrar el conducto a través del cual pasan los tendones postensados en su sentido más amplio, puede ser un conducto de cualquier material. Por razones económicas prácticas, la mayor parte de los ductos están hechos de acero.

Los ductos utilizados para proveer las cavidades en el concreto para la colocación de cables de postensado pueden estar formados bien sea, por núcleos removibles o por ductos rígidos o semirrígidos que se funden dentro del concreto.

Ocasionalmente se usan ductos de plástico porque no reaccionan con el concreto, también tienen una rigidez adecuada y pueden conectarse fácilmente en el campo. Sin embargo, en el caso de tendones curvos, el cable muerde las paredes del ducto y los factores de fricción pueden ser excesivos; en tendones rectos y con poca curvatura, los ductos de plástico son satisfactorios.

Los empalmes de los ductos deben ser adecuados al material y que a la vez eviten la entrada de agua, además no se debe utilizar soldadura para empalmar un ducto cuando el tendón se encuentre dentro de él.

- **ANCLAJES.-** Los anclajes son los dispositivos mecánicos que se utilizan para transmitir la fuerza del tendón a la estructura del concreto e incluyen los medios de fijación del tendón, así como la placa base, el cono reforzado, o cualquier método por medio del cual pueda transmitirse dicha fuerza.

En los anclajes también se puede emplear la acción de cuña de algún accesorio a base de zinc derretido o mortero de cemento el cual sujete el tendón con una combinación de fricción y adherencia.

Los anclajes y las herramientas deben conservarse limpios y libre de corrosión durante el almacenamiento y después de su instalación los anclajes se deben proteger contra la corrosión o el fuego.

Antes de rellenar los ductos con lechada de cemento, los anclajes presforzados se encuentran bajo la acción de esfuerzos muy altos por consiguiente, son vulnerables a los golpes accidentales, al calor de una varilla de soldadura y otros.

2.2.2. ESTRUCTURAS PARA PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO

Las estructuras, así como los elementos para un puente tienen como misión fundamental soportar un conjunto de cargas como:

- Peso propio
- Cargas de funcionalidad
- Acciones exteriores varias

• PARTES DE UN PUENTE [3]

A los elementos de los puentes se los divide en tres partes la superestructura, la infraestructura y cimentación.

- **La Súper-estructura.**- O conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes. Cada tramo de la superestructura está formado por un tablero o piso, varias armaduras de apoyo y por las riostras laterales. El tablero soporta directamente las cargas de tráfico y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos.
- **La Infra-estructura ó Subestructura.**- formada por:
 - **Pilas.**- Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar las cargas permanentes y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales (viento, crecidas, otros).
 - **Estribos.**- Situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A veces son remplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor. Deben resistir todo tipo de esfuerzos por lo que se suelen construir en hormigón armado y tener formas diversas.

- **Trabes sísmicas** son los elementos estructurales que deben ser incorporados en la infraestructura para impedir que durante un sismo se produzca un desplazamiento nocivo del conjunto formado por la superestructura en los elementos de la infraestructura.
- **Cimentación.-** Llamados apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas.

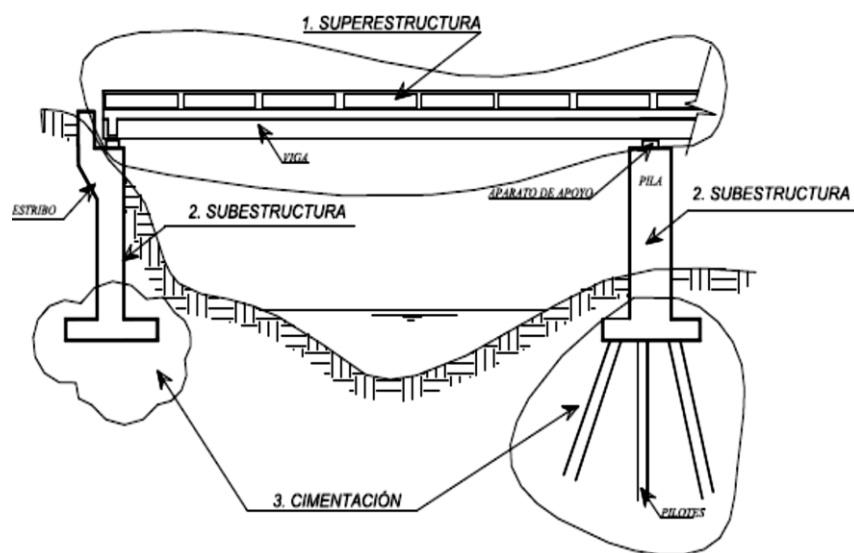


Figura 2. 4: Elementos del Puente [3]

2.2.3.SISTEMAS DE PRETENSADO/POSTENSADO: EQUIPOS, PROCEDIMIENTO

Se pueden describir los siguientes sistemas de pretensado:

- Pretensado BBR-B.
 - Pretensado FREYSSINET.
 - Pretensado P.C.B.
- **PRETENSADO BBR-B [9]**

El sistema BBR-B tiene como parte principal el uso de alambres de acero de alta resistencia, anclados individual y absolutamente sobre piezas metálicas por medio de cabezas forjadas en frío. Generalmente se colocan en obra en los encofrados, antes del hormigonado.

En este caso se aíslan del hormigón por medio de un tubo metálico o plástico de espesor delgado, colocados durante la fabricación alrededor de los haces de alambres o de un alambre solo.

Alambres.- Los alambres son de acero duro de alto límite elástico, de sección circular calibrada. Sus características mecánicas y sistema de elaboración varían según las condiciones económicas y las especificaciones de uso.

Cada alambre esta terminado en sus extremos por una cabeza o tope forjado en frío. Pasando estos por un orificio en las piezas del anclaje, es posible anclarlos individual e independientemente de los demás alambres.

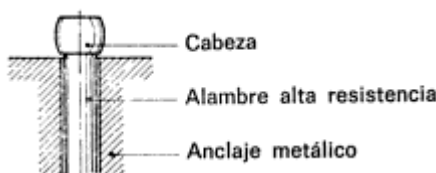


Figura 2. 5 Elementos del alambre. [9]

Anclajes.- Los anclajes están destinados a transmitir al hormigón las fuerzas actuantes en las armaduras. Tienen una superficie de reparto tal, que el hormigón localmente puede resistir la tensión de compresión correspondiente. Por otro lado están dotados de orificios para el paso de los alambres que corresponden al haz de la armadura.

- **Anclajes móviles (tipo M).**- La pieza de anclaje, denominada cabeza, posee un fileteado exterior sobre el cual se atornilla el tronco de tracción del gato. Esta toma apoyo en el hormigón por medio de una placa de reparto de acero.

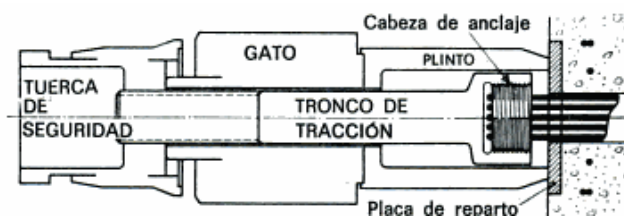


Figura 2. 6 Anclajes móviles (tipo M) [9]

- **Anclajes fijos (tipo FC).**- La pieza del anclaje, que no está prevista para el montaje del gato, no posee fileteado exterior. Se apoya sobre una placa de reparto parecida a la de los anclajes móviles.

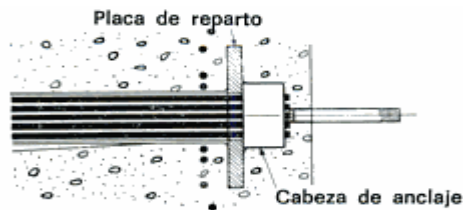


Figura 2. 7 Anclajes fijos (tipo FC). [9]

- **Anclajes para el paso de la armadura (tipo EM y EF).**- Se utilizan anclajes cuya cabeza reducida agrupa los alambres en un haz muy concentrado, el extremo de la armadura formado de este modo puede situarse en un orificio de pequeño diámetro. Por ello la cabeza está dotada de una rosca que permite montar el tronco de tracción de un gato para el caso de un montaje móvil.

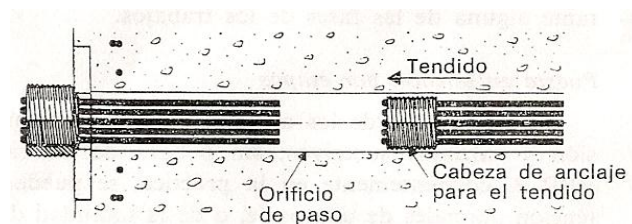


Figura 2. 8 Anclajes para el paso de la armadura (tipo EM y EF). [9]

- **Anclajes de acoplamiento (tipo R Y R').**- Utilizando el fileteado exterior, que sirve para la puesta en tensión de los anclajes móviles, se pueden acoplar dos armaduras situadas en prolongación, por medio de un manguito roscado que asegure la transmisión del esfuerzo pretensado.

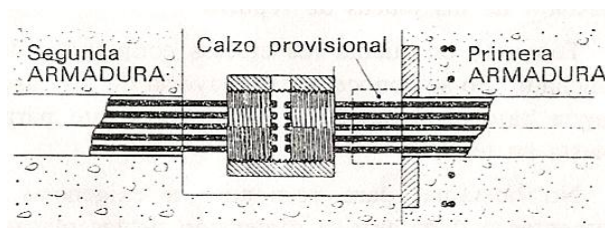


Figura 2. 9: Anclajes de acoplamiento (tipo R Y R'). [9]

Protección.- Después de su definitiva puesta en tensión, las armaduras BBR-B se inyectan con una pasta a base de cemento. Las propiedades de ésta se mejoran con el uso de diferentes aditivos. La misión de la inyección es proteger los aceros contra la corrosión a la que los alambres traccionados son sensibles, además asegura la adherencia entre las armaduras y el hormigón mejorando de esta manera la resistencia a la rotura.

Los anclajes exteriores se rodean de hormigón para conseguir una perfecta protección contra cualquier posible corrosión.

Fuerza de las armaduras.- La fuerza de una armadura depende, en su tramo normal, de las pérdidas por rozamiento entre el anclaje móvil y el punto considerado, de las caídas de tracción debidas a la retracción y fluencia del hormigón y la *relajación del acero*.

En el sistema BBR-B las armaduras de poca potencia están formadas por alambres Aislados o agrupados, pudiéndose variar el diámetro hasta 14mm. Las armaduras más fuertes están formadas por haces de alambres de 7mm, cuyo número puede variarse a voluntad.

Fuerza máxima	9Φ7	14Φ7	18Φ7	22Φ7	30Φ7	54Φ7
KN	500	780	1000	1230	1670	3010
Toneladas	51	80	103	125	171	318

Tabla 2. 1 Fuerzas máximas admisibles bajo el anclaje, en la puesta en Tensión para las principales cabezas estándar [9]

Cualquier fuerza intermedia puede obtenerse utilizando anclajes estándar y un reducido número de alambres. Debido a consideraciones prácticas de colocación en obra, no se utiliza a menudo un cable mayor de 30Φ7. Los cables más potentes pueden considerarse apropiados para aquellas obras en que su colocación pudiera mecanizarse.

Ventajas del sistema BBR-B [9]

Este sistema presenta algunas ventajas interesantes:

- Anclaje total de los alambres, técnicamente seguro, ya que se basa en las fuerzas de rozamiento o de colocación de cuñas.
- Se elimina cualquier peligro de deslizamiento.
- La rotura de un alambre, después de la puesta en tensión, será casi siempre detectable, pues el tope que posee saldrá ligeramente de la cabeza.
- La resistencia del anclaje es la del haz de alambres.
- Durante la puesta en tensión, la fuerza de tracción se mide directamente y se transmite de acero sobre acero, sin ninguna pérdida en el momento del calzado.
- Posibilidad de control en cualquier instante, antes de la inyección, de la introducción del pretensado.
- Posibilidad de supresión total del pretensado sin que pueda deteriorarse el anclaje.
- Posibilidad de utilizar potentes cables, pues no existe en principio ningún límite, ya que basta con aumentar el número de alambres o variar su diámetro.

- La gama de armaduras es completa, pues abarca desde un solo alambre al cable más potente, haciendo variar de modo continuo el número de alambres.

- **PRETENSADO FREYSSINET [9]**

El cable Freyssinet está formado por un haz de alambres o de *cordones* paralelos de acero de alto límite elástico. Los cables se alojan antes o después del hormigonado, en ductos de chapa, tubos delgados de acero o tubos de material plástico que los aíslan del hormigón.

Las unidades Freyssinet se designan por el número de alambres o cordones, la letra Φ para los alambres, o T para los cordones, o B para las barras y el diámetro del acero en milímetros.

Anclajes.-

- Los cables tradicionales Freyssinet formados de 12 alambres o 12 cordones, se anclan a los elementos llamados conos de anclaje que comprenden:
 - Un cuerpo llamado cono hembra que presenta una cavidad central de forma cónica.
 - Un órgano de bloqueo cónico, llamado cono macho, llevando en su superficie gargantas para el alojamiento de los alambres o cordones.
 - Ocasionalmente, una placa de reparto de acero o fundición.
- Los cables mayores están generalmente constituidos por cordones anclados aisladamente por clavijas en un bloque de anclaje común, concebidos sobre todo para obras con losas espesas o para recintos de reactores nucleares.
- Los anclajes de las barras, monoalambres y cordones son de acero. Su bloqueo se efectúa con clavijas metálicas que aprisionan la armadura en la cavidad del cono hembra.

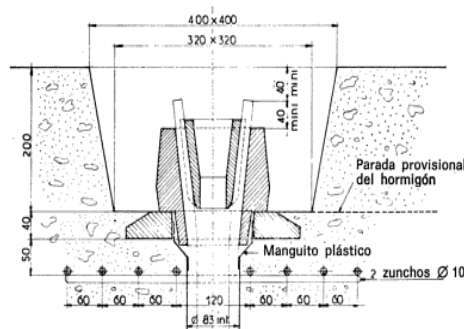


Figura 2. 10 Anclaje Freyssinet 12 T 15 [9]

- Anclajes Fijos.- Puede ocurrir que las disposiciones de la obra o la existencia de construcciones próximas hagan inaccesibles una de las extremidades del cable en el momento de la puesta en tensión. En este caso se utiliza en esta extremidad un anclaje fijo, realizando la puesta en tensión por el extremo opuesto. Para realizar el anclaje fijo se proponen cualquiera de las siguientes disposiciones.
- **Anclaje por adherencia (alambres o cordones).**- En este caso el extremo del cable, no está envainado y los alambres o cables se anclan por simple adherencia.
- **Anclaje sobre placa.**- Si se trata de alambres se ejecutan en su extremo cabezas reviradas, conformadas en frío con un gato especial. Si se trata de cordones, su extremo está equipado de un anclaje introducido por medio de un gato especial, operación que puede realizarse en taller o en obra.

Uniones.- Cuando una obra continua debe ejecutarse en varios tramos, o sobre todo cuando no es posible realizar de una sola vez el andamiaje, puede resultar interesante traccionar y anclar algunos cables en un tramo y después prolongarlos utilizando un dispositivo mecánico enlazador (caso de anclaje fijo).

Gatos.- Para cada unidad de pretensado existe un gato de puesta en tensión apropiada:

- Para los cables formados por 12 alambres o 12 cordones se utilizan los gatos freyssinet que poseen doble efecto:
 - Traccionar el cable en una o varias etapas;
 - Hundir el cono macho en su sitio para conseguir el bloqueo.
- Para las unidades del tipo monogrupa se utilizan gatos especiales equipados con resortes que mantienen las clavijas en su sitio durante la puesta en tensión y aseguran el autoanclaje de cada cordón, cuando se vacía el circuito de tensión.

NATURALEZA DE LOS ACEROS	CABLES						
	CORDONES			ALAMBRES			
UNIDAD	12φ5	12 φ7	12 φ8	12T13	12T15	19T15	37T15
Sección (mm ²)	235	462	603	1120	1160	2640	5140
Peso (kg/m)	1,9	3,7	4,8	9,1	13,5	21,4	41,6
Fuerza máx. en anclaje (t)	33	63	80	175	252	400	780
Tensión inicial correspondiente (kg/mm ²)	140	137	133	156	151	152	152
Fuerza de rotura nominal (t)	37,5	70	92	203	300	494	950

Tabla 2. 2: Tabla de las principales unidades de pretensado Freyssinet [9]

UNIDAD	1 ϕ 8	1 ϕ 12	1 T 13	1 T 15	2 T 15	B 26	
Sección (mm ²)	50,3	116	93	139	278	530	
						FILETEADO	LISO
Fuerza máx. en anclaje (t)	7,2	15	15	21,5	43	40	45
Tensión máx. correspondiente (kg/mm ²)	143	129	162	155	155	76	85

Tabla 2. 3: Tabla de otras unidades de pretensado Freyssinet [9]

• PRETENSADO P.C.B [9]

El sistema P.C.B. nace de la aplicación al pretensado de la actividad que posee la Sociedad Baudin-Châteauneuf, como constructores de puentes colgantes.

El cable P.C.B. es un cordón formado por alambres de diámetro inferior o igual a 5 mm que se anclan en las llamadas cabezas de *anclaje o cabezas de tracción*, según el cometido que desempeñen. El número de alambres corresponde a las series de cableado para obtener la sección total que se desee. El cordón está formado por hileras sucesivas de alambres, cuya hélice posee alternativamente el paso a derecha o a izquierda; el ángulo del cableado es de 10 a 12°.

Las unidades se definen por el número de alambres y el diámetro del alambre unitario (designado por 0).

La cabeza de anclaje sirve para la sujeción definitiva del cable, y la cabeza de tracción para acoplar el gato de la puesta en tensión sobre el cable. Las dos *cabezas* son idénticas y se realizan simultáneamente.

Alambres.- Los alambres utilizados son redondos lisos de alto límite elástico, según la clase de alambre que defina el fabricante. Sin embargo, los valores característicos del alambre son los propios de su clase.

Cables.- Los valores característicos de los cables vienen definidos a partir de las características de los alambres utilizados, aplicando una disminución del 5 % por considerar la pérdida del cableado, es decir:

$$FR'G = 0,95 \times S \times RG$$

$$TG = 0,95 \times TG$$

$$FR'G : \text{ fuerza de rotura garantizada del cable}$$

- S : sección nominal del cable
- RG : tensión de rotura garantizada del alambre
- $T'G$: tensión característica de la deformación garantizada del cable
- TG : tensión característica de la deformación garantizada en el alambre

La fuerza inicial de la puesta en tensión que debe considerarse se calcula a partir de los valores característicos del cable y de los reglamentos vigentes. En ningún caso deberá ser superior a la fuerza máxima del anclaje.

La relajación del cable se toma igual a la relajación del alambre, aumentada en un 20 %.

El módulo del cable depende de dos variables:

- El módulo del alambre.
- El alargamiento debido al ajuste de unos alambres con respecto a otros.

Anclajes.- Los anclajes transmiten la fuerza del pretensado al hormigón a través de una placa de reparto metálico.

- **Anclajes activos.-** Son los anclajes para los cuales se efectúa la puesta en tensión del cable. Se componen de tres partes:
 - Una placa de reparto sobre la que se suelda un tubo supletorio para alojar la cabeza del anclaje antes de la tensión del cable y los zunchos para el refuerzo local del hormigón bajo el apoyo.
 - Una cabeza de anclaje y una cabeza de tracción, que constituyen los puntos fijos sobre el cable.
 - Un juego de calzos para bloquear la cabeza de anclaje en su posición definitiva.

Después de la puesta en tensión, el gato se bloquea sobre la cabeza de tracción, por medio de un cerrojo de bayoneta, y se apoya sobre la placa. Al finalizar la puesta en tensión, la cabeza de anclaje sale de la trompeta, y el espacio que queda entre la placa y la cabeza se completa después por medio de una sucesión de calzos.

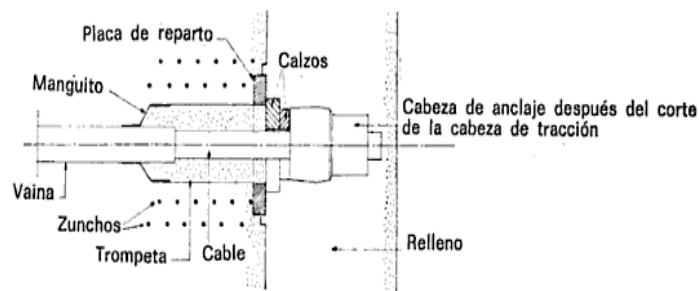


Figura 2. 11 Anclaje activo después de la inyección. [9]

- **Anclajes pasivos.-** Los anclajes sólo poseen una cabeza de anclaje. Ésta se aplica directamente sobre una placa sin interposición de calzos.
- **Enlazadores.-** Los enlazadores están formados por un anclaje activo, en que la cubierta de la cabeza del anclaje se halla fileteada, y por un anclaje pasivo, sin placa, cuya cubierta también está fileteada. El acoplamiento se efectúa por medio de un manguito de acero.

Colocación en obra.- Los cables se cortan a medida, se pasan por una vaina metálica y están dotados de anclajes arrollados a sí mismos en taller.

Después se colocan en obra en el encofrado por medio de un desenrollador patentado. Después del hormigonado, la puesta en tensión se realiza por etapas, si se desea traccionar sobre hormigón joven, o bien a la tensión definitiva si el ritmo de la obra permite alcanzar un endurecimiento suficiente al hormigón. Más adelante, las cabezas de tracción se recuperan y se realizan los rellenos. Por último, el hueco entre la vaina y el cable se inyecta con una pasta de cemento.

Ventajas particulares del sistema P.C.B.

- El sistema se beneficia de todas las ventajas del cordón a torsión alternativa. Es decir, que se pueden utilizar cables de gran potencia, flexibles, y cuyos alambres interiores se comportan como si fuesen solidarios unos a otros.
- El sistema de sujeción del cable es extremadamente rústico, no utiliza ningún sistema de cuñas ni roscado, lo que es conveniente en obras en las que es difícil proteger los anclajes de las salpicaduras del hormigón y polvo.
- Los cables están totalmente prefabricados. Sin embargo, es posible pasarlos por el hormigón desmontando un anclaje en la obra.
- Puede extenderse un cable en varias fases, y mientras no se corten las cabezas de tracción es posible anular la fuerza del pretensado.
- Los cables P.C.B. pueden acoplarse para conseguir la continuidad del pretensado en obra.

2.3. LOS PUENTES DE ACERO [12]

Los puentes de acero contruidos en el país han permitido vencer luces importantes. Permiten salvar obstáculos de más longitud siempre que se dispongan pilas intermedias. Se construyen con rapidez, pero son caros de construir y además están sometidos a la acción corrosiva, tanto de los agentes atmosféricos como de los gases y humos de las fábricas y ciudades, lo que supone un mantenimiento caro.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PUENTES DE ACERO

Ventajas

- **Constructivas:**

- Óptima para encañonados, altas pendientes, donde no permita instalar apoyos temporales.
- Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.
- Facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.
- Rapidez de montaje
- Resistencia a la fatiga.
- No contaminan el medio ambiente, no requiere la utilización de los recursos naturales y no el afectan el entorno ecológico.
- El acero es 100% reciclable.

- **Económicas:**

- Disminución de cargas muertas entre 40% a 50% reduciendo los costos en cimentación.
- Beneficio económico para la región por el plazo reducido de ejecución de la obra.

Desventajas:

- Mayor costo de mantenimiento por intemperización (expuestos al ambiente y humedad) por lo que requieren de pintado periódico.
- Puede perder ductilidad bajo ciertas condiciones provocando la falla frágil en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas producen fatiga y las bajas temperaturas contribuyen a agravar la situación.
- Al pandeo por ser elementos esbeltos y delgados.

2.3.1.MATERIALES: ACEROS ESTRUCTURALES, CABLES, SUELDAS, OTROS.

Según las especificaciones AASHTO – LRFD sobre puentes de acero especifica el diseño de elementos de acero, empalmes y uniones para estructuras de vigas, pórticos, celosías y arcos,

sistemas atirantados y colgantes, y sistemas con tableros metálicos, según corresponda. No se incluyen las estructuras tipo viga curva [2].

Según la especificación de la AASHTO – LRFD en cuanto los materiales, los aceros estructurales incluyen requisitos obligatorios sobre la tenacidad y soldabilidad. [2]

- **ACEROS ESTRUCTURALES**

Se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le aportan características específicas.

Las aplicaciones comunes del acero estructural en la construcción incluyen perfiles estructurales de secciones: I, H, L, T, [, O, usadas en edificios e instalaciones para industrias; cables para puentes colgantes, atirantados y concreto presforzado; varillas y mallas electrosoldadas para el concreto reforzado; láminas plegadas usadas para techos y pisos. El porcentaje volumétrico del acero dentro del hormigón armado y del hormigón presforzado es relativamente pequeño entre el 0,5 % y el 3%.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Ventajas

- **Durabilidad.**- Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran un tiempo indefinido.
- **Semejanza.**- Las propiedades del acero no cambian perceptiblemente con el tiempo.
- **Ductilidad.**- La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.
- **Tenacidad.**- Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Desventajas

- **Costo de mantenimiento.**- La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.
- **Costo de la protección contra el fuego.**- Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios.

CLASIFICACIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL:

El acero estructural, según su forma, se clasifica en:

- **Perfiles Estructurales.-** Los perfiles estructurales son piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser en forma de I, H, T, canal o ángulo.
- **Barras.-** Las barras de acero estructural son piezas de acero laminado, cuya sección transversal puede ser circular, hexagonal o cuadrada en todos los tamaños.
- **Planchas.-** Las planchas de acero estructural son productos planos de acero laminado en caliente con anchos de 203 mm y 219 mm, y espesores mayores de 5,8 mm y mayores de 4,5 mm, respectivamente.

SECCIONES DE PERFILES DE ACERO

– PERFILES LAMINADOS EN CALIENTE:

Son piezas únicas, que se obtienen por laminación de tochos o palanquillas provenientes del proceso de colado continuo.

Las características técnicas de los perfiles laminados facilitan la solución de las conexiones y uniformidad estructural, por no presentar soldaduras o costuras e inclusive un bajo nivel de tensiones residuales localizadas, gracias a la ausencia de soldadura en su proceso de fabricación.

Estos tipos de perfiles pueden ser laminados con alas paralelas (series I, H), que siguen la norma ASTM A6/A6M, o perfiles laminados normales de alas inclinadas, cuyas secciones pueden ser en I (doble te), U (en forma de U o canales) ó L (perfiles en forma de L o angulares).

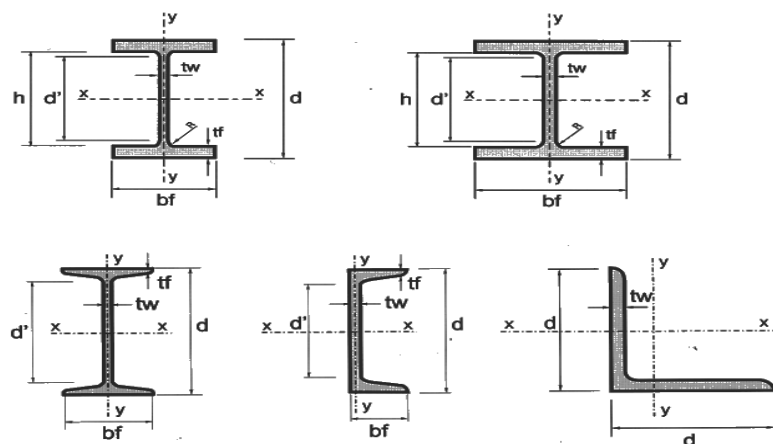


Figura 2. 12 Perfiles laminados en caliente.

- Perfiles Soldados

Son aquellos fabricados mediante el corte, la composición y soldadura de chapas planas de acero. Son elementos ensamblados generalmente de forma rectangular. La ventaja que tiene este tipo de perfil es que se adecua perfectamente a los requerimientos de diseño de acuerdo al análisis estructural que se realiza, lo que permite obtener una gran variedad de formas y dimensiones de secciones.

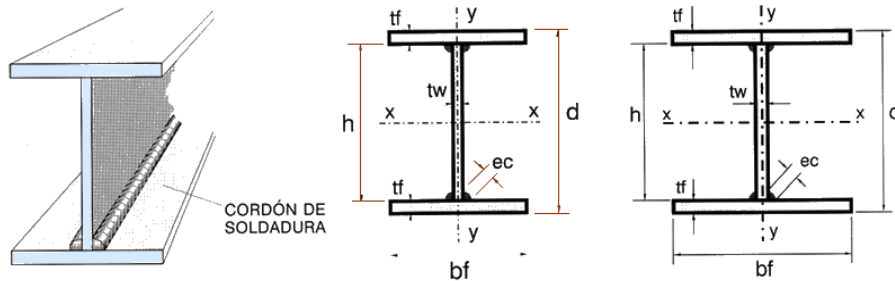


Figura 2. 13 Perfiles soldados

- Perfiles Electrosoldados

Los perfiles electrosoldados se fabrican a partir de bandas de acero estructural laminadas en caliente mediante el proceso continuo y automático de alta productividad.

La versatilidad de la línea de electrosoldadura permite obtener perfiles de diferentes secciones y longitudes.

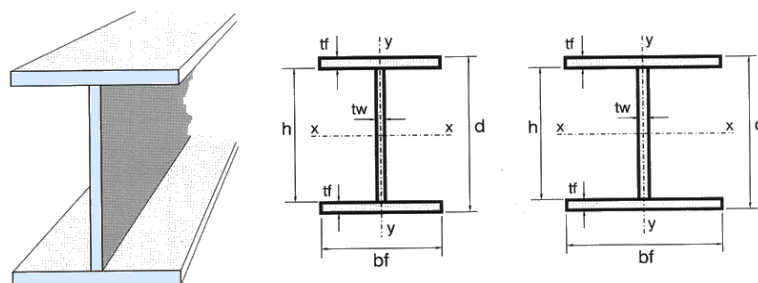


Figura 2. 14: Perfiles Electrosoldados.

- PERFILES LAMINADOS EN FRÍO

El acero conformado en frío es ligero, fácil de manejar y el costo es económico; no se pudre, no se agrieta, no se altera y no es inflamable. Los elementos de acero galvanizado pesan mucho menos

que los componentes de ladrillo y hormigón; en consecuencia, se pueden reducir los cimientos y se concede una gran libertad de diseño a las estructuras.



Figura 2. 15 Perfiles laminados en frío

- **CABLES**

El Cable de Acero es el producto final que está formado por varios torones, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un alma; que transmiten fuerzas, movimientos y energía entre dos puntos, de una manera predeterminada para lograr un fin deseado.

Cada cable de acero, con sus variables de diámetro, construcción, calidad de alambre, doblado y su alma; se diseñan y fabrican cumpliendo las Normas Internacionales tales:

- American Petroleum Institute (A.P.I. Standard 9A).
- American Federal Specification (RR-W-410D)
- American Society For Testing & Materials (A.S.T.M.)
- British Standards Institute (B.S.)
- Deutsches Normenausschuss (D.I.N.)
- International Organization for Standardization (I.S.O.)

Elementos

- **Alambre:** Es el componente básico del cable de acero, el cual es fabricado en diversas calidades, según el uso al que se destine el cable final.
- **Torón:** Está formado por un número de alambres de acuerdo a su construcción, que son enrollados helicoidalmente alrededor de un centro, en una o varias capas.
- **Alma:** Es el eje central del cable donde se enrollan los torones. Esta alma puede ser de acero, fibras naturales o de polipropileno.

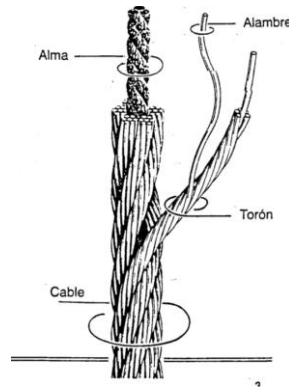


Figura 2. 16 Diagrama del Cable de Acero

Selección del cable apropiado

Para seleccionar el cable más indicado para cada trabajo se debe equilibrar correctamente los siguientes factores principales:

- Resistencia (carga de rotura).
- Fatiga (resistencia a las flexiones y vibraciones).
- Abrasión.
- Aplastamiento.
- Resistencia de reserva.

Soldadura.- Es unir dos metales de idéntica o parecida composición por la acción del calor, directamente o mediante la aportación de otro metal también de idéntica o parecida composición. Durante el proceso hay que proteger al material fundido contra los gases nocivos de la atmósfera, principalmente contra el oxígeno y el nitrógeno.

PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA

- **Soldadura por fusión.-** La acción del calor origina la fusión localizada de las piezas y éstas se unen sin o con la aportación de otro material.
- **Soldadura por presión.-** Las piezas se calientan hasta hacerse plásticas y luego se unen mediante una presión mecánica.
- **Soldadura por arco.-** Es el procedimiento casi exclusivamente utilizado para las estructuras metálicas. Las piezas se unen al provocarse un arco eléctrico entre ellas y un electrodo revestido que constituye el metal de aportación. El electrodo está sujeto a una pinza que sujeta

al soldador, es el polo negativo, y el positivo son las piezas que se quieren unir; una buena soldadura depende de los siguientes factores:

- Diámetro del electrodo.
 - Calidad y tipo de electrodo.
 - Distancia del electrodo a las piezas para unir (tamaño del arco).
 - Velocidad de avance del electrodo (habilidad del soldador).
 - Temperatura en el proceso; de 3000 a 4000 °C.
- **Soldadura automática.**- El electrodo es continuo y desnudo; avanzando sumergido, de manera automática, en un polvo de protección; su principal cualidad es su uniformidad para cordones.

SIMBOLOGÍA DE SOLDADURA

SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA									
POSTERIOR	FILETE	TAPÓN O RANURA	RANURA O A TOPE						
			CUADRA DO	V	BISEL	U	J	ENSANCHA MIENTO V	ENSANCHA MIENTO DE BISEL
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
RESPALDO	ESPACIAD O	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWSa.2.4 – 79 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura.			
				NIVELADO	CONVEXO				

Tabla 2. 4 Simbología de soldadura [20]

DISPOSICIONES DE LA SOLDADURA.

Soldadura a Tope.- El objetivo de esta soldadura es conseguir una penetración completa y que constituya una transición lo más perfecta posible entre los elementos soldados, para chapas superiores a 6 mm.

Soldadura en ángulo.- Consiste en unir dos chapas situadas en distinto plano bien ortogonales o superpuestas; los tipos de cordones con relación a su posición respecto a la fuerza que van a soportar. La soldadura de ángulo la podemos encontrar en rincón, en solape, en esquina y por puntos.

Clasificación del cordón de soldadura según la posición.

1. Cordón plano.- Su superficie es horizontal y el material de aportación se vierte desde arriba.
2. Cordón en ángulo horizontal.- Une un plano horizontal con otro vertical y su dirección es horizontal.
3. Cordón horizontal.- Se sitúa en un plano vertical y su dirección es horizontal.
4. Cordón vertical.- Su dirección es vertical.
5. Cordón de techo en ángulo.- En un plano horizontal pero por su cara inferior.
6. Cordón de techo a tope.- Se sitúa en un plano horizontal; pero por su cara inferior igualmente.

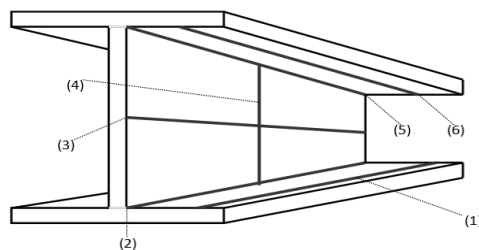


Figura 2. 17 Clasificación del cordón de soldadura según la posición.

• APARATOS DE APOYO

- **APARATOS DE APOYO DE NEOPRENO.-** Las placas de neopreno para apoyos de puentes tienen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor. El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes:
 - **Resistencia.-** La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes, puede soportar cargas a la compresión de hasta 70 Kg/cm².
 - **Durabilidad.-** La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

- **APARATOS DE APOYO DE NEOPRENO ZUNCHADO.-** Están constituidos en esencia por un bloque de elastómero que lleva intercaladas en su masa y vulcanizadas con la goma, y por tanto firmemente adheridas a ella, unas chapas de acero. La palabra elastómero es un término genérico para los materiales sintéticos similares al caucho natural.
- **APARATOS DE APOYO DESLIZANTES.-** Los apoyos deslizantes son una tipología derivada de las dos anteriores y que en ambos casos tienen en común el que los movimientos horizontales del tablero se absorben por deslizamiento de éste sobre las pilas y estribos transmitiendo a la subestructura una fuerza horizontal no mayor al valor obtenido entre el coeficiente de rozamiento entre las superficies que deslizan (p) y la reacción vertical que soporta el aparato de apoyo (N).
- **APARATOS DE APOYO DE NEOPRENO ZUNCHADO ANCLADOS.-** Se recurre a la utilización de apoyos de neopreno zunchado anclados al tablero y a la subestructura en las dos situaciones siguientes:
 Cuando no es posible asegurar la condición de estabilidad al deslizamiento del apoyo.
 Cuando, aun verificándose la condición de estabilidad al deslizamiento, las tensiones medias en el aparato de apoyo están comprendidas, en algunas hipótesis de carga, entre 10 y 20 Kp/cm².
- **APARATOS DE APOYO METÁLICOS.-** En los distintos tipos de aparatos de apoyo metálicos se pueden conseguir vinculaciones entre el tablero y la subestructura equivalentes a las que se consiguen con los apoyos descritos hasta ahora.

En puentes se utilizan dos tipos de aparatos de apoyo:

- **Los aparatos de apoyo móviles.-** Son aquellos que permiten al puente dilatarse o contraerse libremente, permiten que los extremos del puente se muevan libremente hacia adelante y atrás por la expansión y contracción por efecto de la temperatura, además que el puente se mueva por cambios en la longitud del puente ocasionados por las cargas vivas, estos apoyos evitan aparición de reacciones horizontales en alguno de los apoyos del puente donde sean inconvenientes.
- **Los aparatos de apoyo fijos.-** Son los dispositivos de vinculación que permiten transmitir las cargas de los tableros de los puentes a los estribos y pilas intermedias. Los apoyos fijos se conocen también con el nombre de apoyos articulados, debido a que tienen un perno que evita la rotación de sus miembros.

2.3.2.TIPOS DE ESTRUCTURAS PARA PUENTES DE ACERO

Las estructuras de un puente dependen de una serie de factores, entre ellos, de la topografía, de las condiciones hidrológicas y del uso (tráfico o peatonal).

Las estructuras de acero para puentes son:

- vigas o trabes,
- celosías,
- arcos y
- puentes colgantes.

• PUENTES CON VIGAS

Según la sección transversal, los puentes vigas se clasifican en:

- **Puentes de viga tipo “I”.**- La sección tipo “I” puede ser laminada en caliente con o sin cubre placas o sección armada que consiste en un par de planchas llamadas patines soldados a otra plancha llamada alma. Las vigas laminadas son aplicables a pequeñas luces (menos de 30 metros) y las trabes se utilizan en longitudes mayores (30 a 90 metros). Una trabe se considera como viga, la característica de la trabe es el uso de rigidizadores transversales que proveen acción de campo de tracciones incrementando la resistencia a cortante post pandeo. Se tienen vigas I perfiladas (hechas en fábrica) y las vigas I armadas de alma llena.
- **Puente de viga tipo cajón.**- La viga tipo cajón se caracteriza por tener la sección transversal en forma de cajón; tiene dos almas y dos patines.

Los puentes tipo cajón tienen uno o varios cajones. Según el número de cajones se clasifican en tres tipos:

- Cajón de celda simple
 - Cajón de celdas múltiples
 - Cajón múltiple
- **Puentes de Viga de alma llena.**- Una viga de alma llena (perfil I ò H) es un perfil laminado cuya sección transversal está formado por dos alas y un alma continua de unión entre ellas.

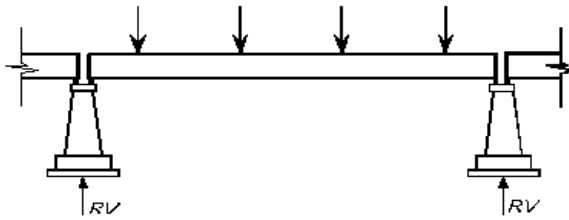


Figura 2. 18 Puentes de Vigas [12]

- **Puentes en Celosía (Armadura o Cercha) [12]**

Las armaduras se utilizan generalmente para luces entre 30 y 150 metros. Los puentes con cerchas tienen la característica de ser muy ligeros y con gran capacidad de soportar cargas. Se utilizan principalmente en puentes que deben superar grandes distancias.

Existen diferentes tipos de armadura según la posición del tablero y se clasifican en:

- **Puentes de tablero superior.-** En este tipo de puentes el tablero se encuentra sobre todos los miembros principales de carga así que no necesita del arriostramiento o contravento superior por encima de los vehículos.



Figura 2. 19 Puentes de tablero superior. [12]

- **Puentes de tablero inferior.-** En este sistema el piso se conecta con la parte inferior de los miembros de carga, así que necesita colocar el contravento de la estructura en la parte superior de la armadura sobre los vehículos.



Figura 2. 20 Puentes de tablero inferior. [12]

- **Puente tipo pony.-** También se le llama de paso medio, en este tipo de puentes no existe contravento en la parte superior de la estructura sobre los vehículos y el sistema de piso se apoya directamente en la parte inferior de la armadura.



Figura 2. 21 Puente tipo Pony. [12]

- **PUNTES EN ARCO [12]**

Es un puente con apoyos a los extremos del vano, entre los cuales se halla una estructura con forma de arco, por donde se transmiten las cargas, si la esbeltez del arco (relación entre flecha máxima y la luz) es pequeña los esfuerzos horizontales serán mucho mayores que los verticales; por esta razón se utiliza este tipo de puentes donde los cimientos proporcionan una buena resistencia al empuje horizontal. En este tipo de puentes los esfuerzos principales son de compresión.

Se los puede clasificar de acuerdo a la ubicación del tablero y al número de articulaciones que tiene:

- **Puente en arco con tablero superior.-** Aquellos en el que el tablero y la estructura que soporta las cargas del tráfico se encuentran localizadas sobre el arco.



Figura 2. 22 Puente en arco con tablero superior.

- **Puente en arco con tablero intermedio.-** Aquellos donde el tablero de paso está ubicado entre la parte superior y la inferior del arco.

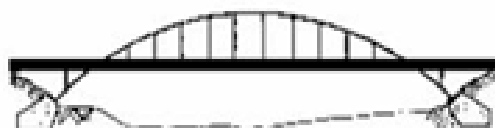


Figura 2. 23 Puente en arco con tablero intermedio.

- **Puente en arco o tablero inferior.-** aquellos donde el tablero se ubica en la parte inferior.

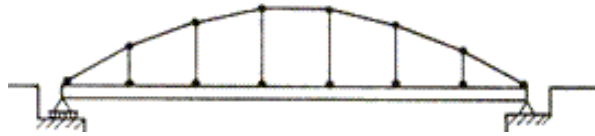


Figura 2. 24 Puente en arco con tablero inferior.

• Puentes colgantes [13]

Es un puente sostenido por un arco invertido formado por 1 o 2 cables de acero, de los que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales llamadas péndolas. El puente colgante es, igual que el arco, una estructura que resiste gracias a su forma; en este caso salva una determinada luz mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en él.

Estructura y funcionamiento

Los cables que constituyen el arco invertido de los puentes colgantes deben estar anclados en cada extremo del puente ya que son los encargados de transmitir una parte importante de la carga que tiene que soportar la estructura. El tablero suele estar suspendido mediante tirantes verticales que conectan con dichos cables.

Las fuerzas principales en un puente colgante son de tracción en los cables principales y de compresión en los pilares o torres. Todas las fuerzas en los pilares deben ser casi verticales y hacia abajo, y son estabilizadas por los cables principales.

El sistema estructural de los puentes colgantes está compuesta por:

- **Vigas o armaduras de rigidización.-** Estructuras que soportan y distribuyen las cargas de los vehículos, actúan como cordones para el sistema lateral y aseguran la estabilidad aerodinámica de la estructura.
- **Cables principales.-** El cable principal es un cable de mayor diámetro, hasta 2m de diámetro en algunos casos, y está compuesto de cables de alta resistencia y su función es transmitir todos los esfuerzos a las torres y estas los pasan a la fundación.
- **Tirantes o péndolas .-** se presentan como varillas verticales uniformemente distribuidas a todo lo largo del puente y que unen las vigas de rigidez y el tablero con los cables principales

- **Torres principales.**- Las torres son una parte fundamental del puente, ya que son las que sostienen los cables principales.
- **Anclajes.**- Bloques de concreto macizos que anclan los cables principales y actúan como soportes del puente.

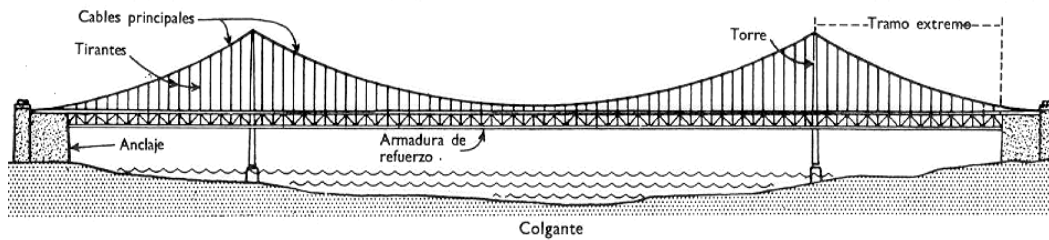


Figura 2. 25 Puente Colgante. [13]

2.3.3. TABLEROS Y SISTEMAS DE PISOS PARA PUENTES DE CARRETERA.

• TABLEROS DE HORMIGÓN ARMADO

Clasificación

Para el diseño de tableros de hormigón monolítico, según las especificaciones AASHTO se pueden aplicar varios procedimientos y entre ellos los más simples son el método de diseño empírico para losas de hormigón y el método de los factores de distribución de carga. [3]

Se distinguen tres tipos de tableros de hormigón armado:

- Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico.
 - Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico.
 - Tableros con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares (apoyados en los cuatro lados).
- **Tableros con refuerzo principal paralelo al tráfico.**- Estos tableros generalmente corresponden al caso de los puentes-losa, utilizados frecuentemente para cubrir luces pequeñas. Para su diseño se toma una franja del tablero en la dirección paralela al tráfico y de ancho especificado en las normas.
 - **Tableros con refuerzo principal perpendicular al tráfico.**- Este tipo de tablero es generalmente el que se utiliza en puentes con elementos principales longitudinales como vigas,

pórticos, arcos, otros. Para su diseño se toma una franja del tablero de ancho especificado en la dirección perpendicular a los elementos principales del puente.

- **Tableros con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares.**- Este tipo de tableros se presenta en los casos en que el apoyo es perimetral, en los cuatro lados. Para su diseño se considera un reparto simultáneo de las solicitaciones en las direcciones paralela y perpendicular al tráfico y por tanto se analiza una franja de tablero en cada una de las dos direcciones.

- **SISTEMA DE PISO DEL PUENTE [9]**

Para entender la forma de aplicación de cargas a la armadura soportante, es necesaria que la disposición de los miembros del sistema de piso sea estudiada cuidadosamente. El tipo más común de piso de puente, está soportado por una serie de vigas paralelas al tránsito, de longitud igual a la longitud del tablero.

Estas vigas, llamadas largueros, se conectan y apoyan en vigas transversales, llamadas piezas de puente. Las piezas de puente se conectan estructuralmente por sus extremos de los nudos de las armaduras laterales principales.

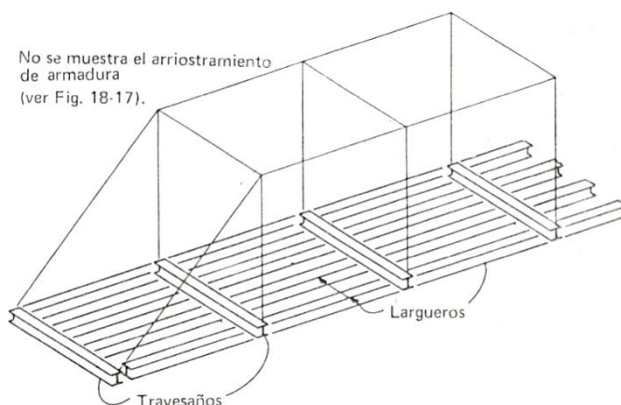


Figura 2. 26 Sistema de Piso [9]

La losa deberá ligarse a los largueros mediante conectores de cortante para formar una construcción en colaboración, permitiendo el uso de largueros de menor sección.

Los largueros se consideran en general como simplemente apoyados, pero realmente tienen cierta continuidad con la construcción.

En ocasiones se diseñan especialmente para ser continuos con placas de conexión traslapadas sobre los patines de los largueros y las piezas de puente.

Usualmente están conectados rígidamente a los elementos verticales de la armadura, añadiendo de este modo apreciable rigidez lateral al puente. Las piezas de puente se consideran como simplemente apoyadas en sus extremos.

• OTROS SISTEMAS DE PISO

Las losas de piso de concreto son fuertes, resisten perfectamente el fuego y tienen buena capacidad de absorción acústica. Los pisos de concreto son pesados, necesitan algún tipo de refuerzo o de malla de refuerzo incluido. Entre los muchos tipos de pisos de concreto que se usan actualmente, se encuentran los siguientes:

- Losas de concreto sobre viguetas de acero de alma abierta.
- Losas de concreto reforzadas en una o dos direcciones, apoyadas sobre vigas de acero.
- Losas de concreto trabajando en colaboración con vigas de acero.
- Pisos de casetones de concreto.
- Pisos de lámina acanalada de acero.
- Losas planas.
- Pisos con losas de concreto precolado.

Entre los diferentes factores que deben considerarse en la selección del sistema de piso por utilizar en una construcción determinada, están: cargas por soportar, grado de seguridad contra incendio, aislamiento térmico y acústico, peso muerto del piso, aspecto del techo por debajo (ya sea liso o con traveses visibles), posibilidad de localización de conductos, tuberías, alambrado, otros.

• TIPOS DE CONEXIONES:

CONEXIONES SOLDADAS

Estas se realizan mediante un proceso por el cual las partes a conectar son fundidas agregando un metal de aportación a la junta a utilizarse, este agregado es conocido como soldadura y por lo mismo el tipo de conexión es llamado conexión soldada.

Tipos De Soldadura.- Aunque se dispone tanto de soldadura con gas como de soldadura con arco, casi toda la soldadura de estructuras metálicas es por arco.

- **Soldadura con gas:** En esta soldadura el calor lo proporciona una llama producida por la combustión de una mezcla de acetileno y oxígeno, en la proporción 1:1, que se hace arder a la salida de una boquilla.

El uso de esta soldadura no es correcto en uniones sometidas a esfuerzos, ya que por efecto de la temperatura se provocan unas tensiones residuales muy elevadas, siendo en general más lenta y cara que la soldadura por arco.

- **Soldadura con arco.-** La soldadura por arco se basa en que si a dos conductores en contacto se les somete a una diferencia de potencial, establecemos entre ambos una corriente.

El calor provocado por el arco no sólo es intenso, sino que además está muy localizado, lo que resulta ideal para la operación de soldar. Las temperaturas alcanzadas son del orden de 3500°C.

Los procedimientos de soldadura en arco pueden agruparse en tres:

- **Soldadura con electrodo de carbono.-** No se utiliza en la estructura metálica. El arco salta entre un electrodo de carbón y la pieza a soldar.
- **Soldadura con electrodo de tungsteno.-** El arco salta entre dos electrodos de tungsteno en atmósfera de hidrógeno. El calor del arco disocia las moléculas de hidrógeno, que vuelven a soldarse al contacto con las piezas a soldar, desprendiendo una gran cantidad de calor.
- **Soldadura con electrodo metálico revestido.-** Es el procedimiento de unión normalmente utilizado en la construcción metálica. La unión se consigue al provocar un arco eléctrico entre las piezas a unir y un electrodo que sirve de material de aportación.

CLASIFICACIÓN DE LA SOLDADURA

Los cuatro tipos de soldadura son:

- Soldadura acanalada
- Soldadura de filete
- Soldadura de ranura
- Soldadura de tapón

Los dos tipos principales de soldaduras son: la de ranura y la de filete. Las soldaduras de tapón y de canal son menos comunes en el trabajo estructural.

- **FILETE.-** Las soldaduras de filete son más resistentes a la tracción y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes son los de corte. Este tipo de soldadura falla por corte en un ángulo de aproximadamente 45 grados a través de la garganta.

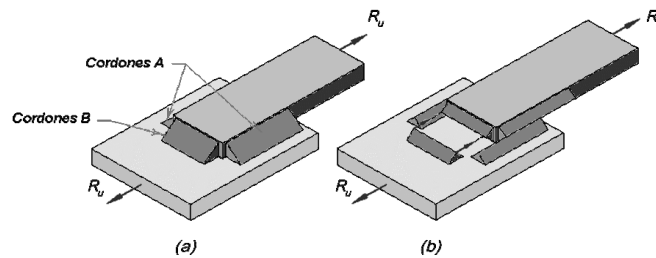


Figura 2. 27 Soldadura a Filete.

- **SOLDADURAS DE RANURA.-** El refuerzo es metal de aportación que hace mayor la dimensión de la garganta que la del espesor del material soldado y se utilizan para aportar cierta resistencia adicional ya que contrarresta los poros y otras irregularidades y porque al soldador se le facilita realizar una soldadura un poco más gruesa que el material soldado.

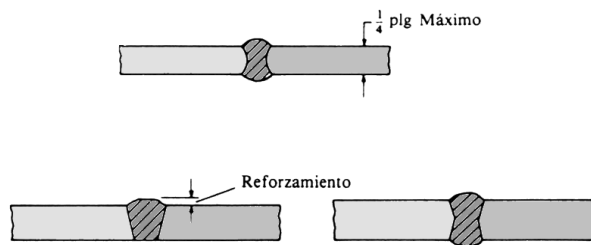


Figura 2. 28 Soldadura de Ranura.

Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano y las uniones están normalmente sujetas a esfuerzos directos de tracción o compresión. Ofrece mayor resistencia que la de filete; sin embargo la mayoría de las uniones estructurales soldadas deben resolverse a filete.

Ventajas de la soldadura:

- Economía. La soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado.
- Zona de aplicación mucho mayor en conexiones.
- Las estructuras soldadas son estructuras más rígidas, debido a una unión directa.
- Permite una real continuidad en las estructuras.

- Proceso de unión silencioso.
- Permite una buena creación de perfiles metálicos utilizados en la ingeniería.

Defectos de la soldadura:

Algunos de los defectos que se encuentran en la soldadura son:

- Porosidad.- Se encuentra con frecuencia en los cordones de soldadura.
- Agrietamiento.- Ocurre por la presencia de esfuerzos multi-direccionales localizados en la primera etapa del soldado y se expande hacia las próximas capas que en algún punto rebasan la resistencia máxima del metal.
- Socavamiento.- Se denomina así a la reducción de espesor en el metal base, en la línea en la que se unió por fusión el último cordón de la superficie.

• CONEXIONES ATORNILLADAS (Empernadas)

Las conexiones empernadas presentan ciertas características que las hacen más o menos apropiadas dependiendo de la aplicación.

Ventajas de las conexiones apernadas

- La rapidez de ejecución.
- El bajo nivel de calificación requerido para construirlas.
- La facilidad de inspección y reemplazo de partes dañadas.
- La mayor calidad que se obtiene al hacerlas en obra comparadas con conexiones soldadas.

Desventajas

- El mayor trabajo requerido en taller, lo que puede significar un costo más alto.
- El mayor cuidado requerido en la elaboración de los detalles de conexión para evitar errores en la fabricación y montaje.
- La mayor precisión requerida en la geometría, para evitar interferencias entre conectores en distintos planos.
- El peso mayor de la estructura, debido a los miembros de conexión y los conectores.
- El menor amortiguamiento.

Tornillos.- Los tornillos son conexiones rápidas utilizadas en estructuras de acero livianas, para fijar chapas o para perfiles conformados de bajo espesor (steel framing). Las fuerzas que transfieren este tipo de conexiones son comparativamente bajas, por lo que normalmente se tienen que insertar una cantidad mayor de tornillos. Entre las ventajas de estas conexiones hay que destacar que son fáciles de transportar, existe una gran variedad de medidas, largos, diámetros y resistencia y son fáciles de remover.

- **Los tornillos para máquina.-** Generalmente tienen cabeza y tuercas cuadradas. Son usados en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y para miembros secundarios (tales como largueros, contraventeo, otros) de estructuras grandes.
- **Los tornillos maquinados.-** Se preparan de hierro hexagonal. Tienen tolerancia reducida para obtener ajustes casi exactos en los agujeros.
- **Los tornillos con estrías.-** Son aquellos que tienen cabeza de remache estándar y tienen realzadas aletas o nervaduras espaciadas uniformemente alrededor de las espigas...
- **Los pernos de alta resistencia.-** Son el método de conexión en obra más popular pues están siendo utilizados en todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta rascacielos y puentes monumentales.

Los dos tipos básicos de pernos de alta resistencia son designados por ASTM como A325 y A490.

Los pernos de alta resistencia tienen diámetros entre $\frac{1}{2}$ " a $1\frac{1}{2}$ ". Los diámetros más comunes en diseño de puentes son $\frac{7}{8}$ " y 1".

Los pernos de alta resistencia se aprietan para que desarrollen un esfuerzo a tracción especificado. Las juntas formadas por pernos de alta resistencia se pueden diseñar de dos maneras:

- Conexiones críticas a deslizamiento (tipo de fricción), donde se desea una alta resistencia a deslizamiento bajo cargas de servicio.
- Conexiones tipo aplastamiento, donde no es necesaria una alta resistencia a deslizamiento bajo cargas de servicio.

Posible modo de falla en uniones empernadas

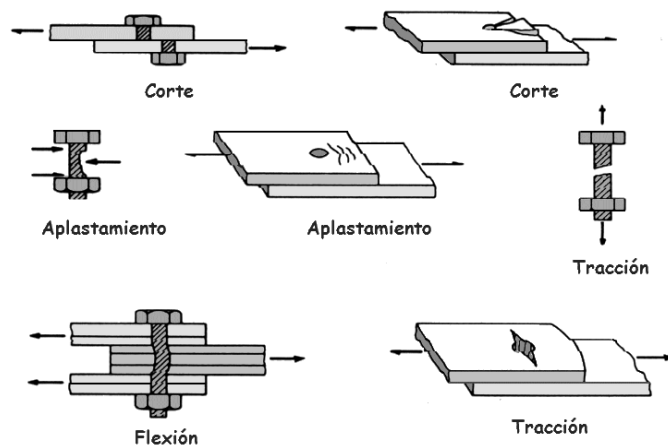


Figura 2. 29 Modos de falla en uniones empernadas

Para prevenir que uno o más de los modos posibles de falla se hagan presente, se debe proveer un número adecuado de pernos, con las separaciones entre conectores, distancias a los bordes, longitudes de pernos y demás exigencias geométricas recomendadas por las especificaciones; todo ello presuponiendo que tanto el proceso de fabricación como el de montaje satisfacen lo requerimientos de calidad.

Ventajas de los tornillos de alta resistencia

- Las cuadrillas de hombres necesarias para atornillar son menores que las necesarias para remachar.
- En comparación con los remaches, se requiere menor número de tornillos para suministrar la resistencia
- La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia, puede aprenderse en cuestión de horas.
- No se requiere pernos de montaje que deben removerse después como en las juntas soldadas.
- Muy poco ruido.
- Se requiere equipo más barato.
- No existe riesgo de fuego.
- Mayor resistencia a la fatiga.

3. NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE CARRETERA

3.1. ESPECIFICACIONES AASTHO-LRFD [2]

El diseño y evaluación de puentes, engloba un estudio completo de agentes que intervienen para la consolidación de tres objetivos principales: seguridad, servicio y durabilidad.

Para tal efecto se deben considerar los estados límites especificados y determinados para cada tipo de proyecto, debido a que las condiciones geológicas, hidrológicas, topográficas, climáticas, de viento y sismo, están establecidas de forma variable para cada caso específico de emplazamiento.

De este modo, en el presente trabajo de graduación se utilizan las Especificaciones AASHTO-LRFD [1], que emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y resistencia, la misma que incorpora factores adicionales que dependen de la operatividad y de la importancia del proyecto a diseñar.

3.1.1. CARGAS DE DISEÑO EN PUENTES DE CARRETERA

Las cargas para el diseño de puentes se clasifican en:

- Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, Art. 3.5)
- Cargas Transitorias (AASHTO LRFD, Art. 3.3.2)
- **CARGAS PERMANENTES [6].**- Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la estructura más la de los elementos permanentes. También llamada carga muerta.

Se tiene las siguientes cargas permanentes:

DD = Fricción Negativa.

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones.

EH = Empuje horizontal del suelo.

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios (DC), superficie de rodamiento, futuras sobrecargas (DW) y ensanchamientos previstos, y presión vertical del peso propio del suelo del relleno (EV).

La densidad de los materiales granulares dependen de su grado de compactación. A la falta de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades proporcionadas en las especificaciones. [6].

MATERIALES		PESO ESPECIFICO (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficie de rodamiento bituminosa		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactadas		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35 \text{ MPa}$	2320
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105 \text{ MPa}$	$2240 + 2,29 f'c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compacto a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,3

Tabla 3. 1: Densidades

– CARGAS DE SUELO

Las cargas correspondientes al empuje del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción negativa (DD) deberán ser como se especifica en el LRFD. [6]

– Empuje básico del suelo de relleno (EH)

- Fuerza permanente, aplicada al tercio de la altura total del estribo,
- Empuje del suelo debe ser mayor o a lo sumo igual a la presión de un fluido equivalente, de densidad igual a 480 kg/ m³. Distribución triangular (base inferior) de la presión del suelo.

- Empuje total sin sismo, se considera una fuerza horizontal ubicada a un tercio de la altura del estribo.
- **Empuje provocado por sobrecarga constante sobre el suelo de los accesos (ES)**
 - Empuje horizontal permanente debido a la sobrecarga aplicada sobre la superficie superior del suelo de relleno de los accesos al puente, la cual puede ser puntual, lineal o de faja.
 - Debe sumarse al empuje básico,
 - Empuje horizontal constante por sobrecarga uniforme.
- **Presión hidrostática por la presencia del nivel freático**
 - Reduce el peso unitario del suelo retenido, por efecto de la flotación y por tanto disminuye la presión del suelo bajo el nivel freático.
- **CARGA TRANSITORIAS [6].-** Estas cargas corresponden a las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, del hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones de vehículos con las barandas o barreras del puente. Entre las cargas Transitorias se tiene las siguientes:

BR = Fuerza de frenado de los vehículos.

CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = Fluencia lenta.

CT = Fuerza de colisión.

EQ = Sismo.

FR = Fricción.

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

LL = Carga vehicular.

LS = Sobrecarga viva.

PL = Carga peatonal.

SE = Asentamiento de la estructura del puente

TG = Gradiente de temperatura.

TU = Variación uniforme de temperatura.

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

WL = Viento sobre la carga vehicular.

WS = Viento sobre la estructura
- **SOBRECARGAS (LL Y PL).-** La carga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, es designada como HL-93.

CAMIÓN DE DISEÑO:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño, consiste de tres ejes de 35000N, 145000 N, 145000 N respectivamente. La separación de las ruedas entre 1 y 2 será de 4300mm y la separación entre ejes 2 y 3 será entre 4300 a 9000 mm. (Figura 3.1).

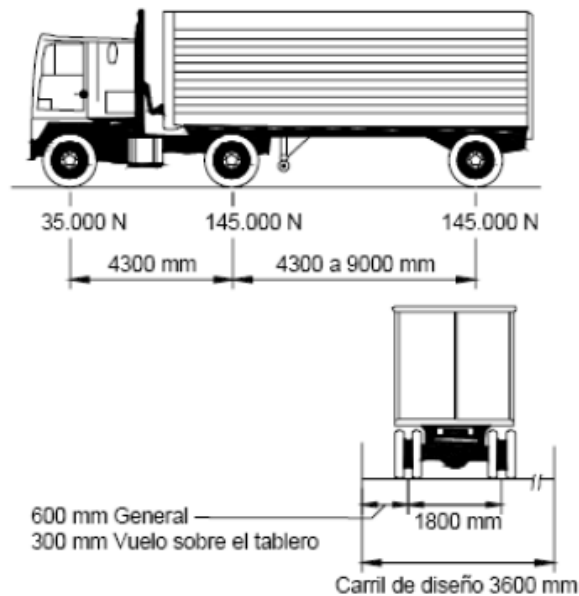


Figura 3. 1 Características del Camión de diseño [6]

TREN DE CARGAS.- El tren de cargas de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm.

– CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de una vía de diseño (3000 mm).

– CARGA PARA EL VOLADIZO DEL TABLERO

Para el diseño de voladizos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una protección lateral de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede remplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

- *Posición de Máxima Excentricidad Normal de la carga de rueda*, a 0,30 m hacia el interior de la calzada desde la cara del bordillo, para el diseño del voladizo de la sección transversal del puente

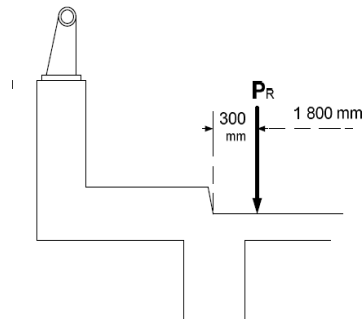


Figura 3. 2 Posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda [1]

- *Posición de Máxima Excentricidad Accidental de la carga de rueda*, a 0,30 m hacia el interior de la calzada desde la cara interna del elemento más sobresaliente de la protección lateral, con el vehículo sobre la acera.

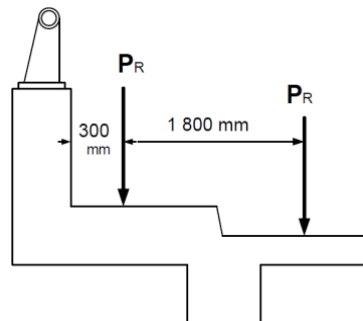


Figura 3. 3 Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda [1]

- *Posición de la carga de rueda* a 0,60 m del borde de la vía cargada, cuando se trate del diseño de elementos diferentes del voladizo de la sección transversal del puente.

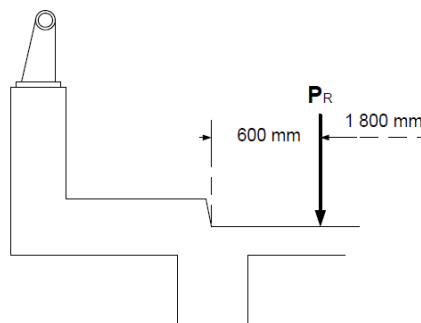


Figura 3. 4 Posición de la carga de rueda [1]

– **CARGA DE FATIGA**

La carga de Fatiga será un camión de diseño especificado en el LRFD Artículo 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes 2 y 3 de 145000 N. A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el [2].

– **CARGA PEATONAL: (PL)**

Se debe aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

– **CARGAS SOBRE LAS PROTECCIONES LATERALES VEHICULARES [2]**

Las cargas en las protecciones laterales deben ser como se especifica a continuación:

- La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.
- Las cargas de diseño para los 1370 mm inferiores de las barandas para ciclistas no deberán ser menores que $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, y de 890 N de carga concentrada.

– **INCREMENTO POR EFECTO DINÁMICO DE LA CARGA VEHICULAR: (IM) [2]**

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Aceras y puentes peatonales
- Muros de contención, excepto estribos
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Los efectos estáticos del camión o del Tren de cargas de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes.

COMPONENTE	IM
Juntas del tablero – todos los estados limites	75%
Todos los demás componentes <ul style="list-style-type: none"> Estado limite de fatiga y fractura Todos los demás estados limites 	15% 33%

Tabla 3. 2: Efecto dinámico por carga vehicular. [2]

- Presencia de múltiples vías cargadas [2].- La sollicitación externa correspondiente a sobrecarga se determina considerando cada una de las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple (m). No es aplicable al estado límite de fatiga.

NUMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE (m)
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Tabla 3. 3: Factores de presencia múltiple [2]

– **FUERZA DE FRENADO (BR)**

La fuerza de frenado se toma como en las especificaciones, como se detalla a continuación [2]

Se toma el mayor valor de:

- 25% del peso por eje del camión o tren de diseño.
- 5% del peso del camión o tren de diseño más la carga de carril.

Esta fuerza se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se asumirá que actúan horizontalmente a una distancia 1800mm sobre la superficie de la calzada.

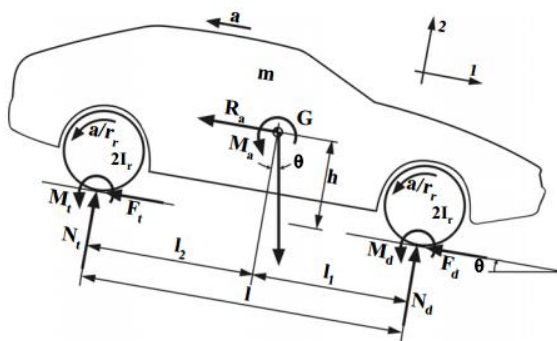


Figura 3. 5 Fuerza de frenado de un vehículo [2]

- **FUERZA DE COLISIÓN DE UN VEHÍCULO CONTRA LOS APOYOS DEL PUENTE (CT).**- Los estribos y pilas situados a 9000 mm o menos del borde de la calzada, se diseña para una fuerza dinámica equivalente a 1823414.928 N a una altura de 1200mm sobre el nivel. [2]
- **Área de Contacto de los Neumático** [2].- El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.
- **FUERZA SÍSMICA (EQ)**
- **Zonas Sísmicas** [2].- Todo puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas.

COEFICIENTE DE ACELERACIÓN	ZONA SÍSMICA
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$A < 0,29$	4

Tabla 3. 4 Zonas sísmicas [2]

- **FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS** [2]

La solicitación mayorada total se tomará con la siguiente expresión como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (\text{Ec 3.1})$$

Donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 3. 5 Combinación de cargas y Factores de Carga en español [2]

TIPO DE CARGA	factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
Dw: Superficie de rodamiento e instalaciones	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1,50	0,90
En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
Estabilidad Global	1,00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
marcos Rígidos	1,35	0,90
Estructuras Flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES; Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla 3. 6 Factores de carga para cargas permanentes en español [2]

— ESTADOS LÍMITES DE RESISTENCIA [2]

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, *CT*.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración
- SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- FATIGA –Se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva. Combinación de cargas relativa a la carga viva vehicular repetitiva y a la respuesta dinámica que se provoca producto de diseñar utilizando el camión HL - 93.

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

- **DUCTILIDAD (n_D)**

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$n_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales

$n_D \geq 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones.

Para todos los demás estados límites: $n_D = 1.00$

- **REDUNDANCIA (n_R)**

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes

$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia

$n_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites: $n_R = 1.00$

- **IMPORTANCIA OPERATIVA (n_I)**

El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$n_i \geq 1.05$ para puentes importantes

$n_i = 1.00$ para puentes típicos

$n_i \geq 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites: $n_R = 1.00$

3.1.2.DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO Y HORMIGÓN PRETENSADO

Para el diseño de puentes de hormigón armado y pretensado se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones, establecidas en la siguiente tabla:

Superestructura		Espesor mínimo (incluyendo tablero) Si se utilizan elementos de espesor variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Tabla 3. 7: Espesores mínimos para superestructuras de constante. [2]

Tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales [2]

La altura de un tablero de concreto deberá ser mayor o igual que 175 cm

Mínimo espesor de los tableros de concreto en voladizo [2]

- Cuando soportan un sistema de postes sobre el tablero: 0.20m
- Para sistemas de postes ubicados lateralmente: 0.30m
- Cuando soportan parapetos o barreras de concreto: 0.20m

- **Resistencia a la flexión[6]:**

- Resistencia a la flexión mayorada M_r :

$$M_r = \phi M_n \quad (\text{Ec 3.2})$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia

- **Resistencia nominal a la flexión M_n :**

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (\text{Ec 3.3})$$

- Distancia c entre el eje neutro y la cara comprimida:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{Ec 3.4})$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{Ec 3.5})$$

Donde:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{pu}}{d_p} \right) \quad (\text{Ec 3.6})$$

A_{ps} = área de acero del pretensado

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada

A'_s = área de la armadura de compresión

$a = c \beta_1$; altura del diagrama de tensiones equivalente

b = ancho de la cara comprimida del elemento

b_w = ancho del alma o diámetro de una sección circular

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y los tendones de pretensado

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y los tendones de pretensado

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y la armadura de tracción no pretensada

d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y de la armadura de compresión

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura

f'_y = tensión de fluencia especificada de la armadura de compresión

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días

h_f = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te o doble Te

β_1 = factor para el diagrama de tensiones.

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón:		
• Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Acero:		
• Emparrillado abierto	Barras principales	$0,007P + 4,0S_b$
• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
• Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera:		
• Madera laminada y encolada prefabricada		
o No interconectada	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$
o Interconectada	Paralela Perpendicular	$2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$
• Laminada y tesada	Paralela Perpendicular	$0,066S + 2740$ $0,84S + 610$
• Laminada y clavada		
o Tableros continuos o paneles interconectados	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $4,0h + 1020$
o Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

Tabla 3. 8 Fajas equivalentes interiores para tableros con armadura perpendicular al tráfico [2]

Donde:

S = separación de los elementos de apoyo (mm).

H = altura del tablero (mm).

L = longitud del tramo del tablero (mm).

P = carga de eje (N).

S_b = separación de las barras del emparrillado (mm).

+M= momento positivo.

- M= momento negativo.

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm).

• **Armadura de distribución.** [6]

En la parte inferior de las losas se dispondrá armadura secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es paralela al tráfico: $\frac{1750}{\sqrt{s}} \leq 50\%$ (Ec. 3.7)

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $\frac{3840}{\sqrt{s}} \leq 67\%$ (Ec. 3.8)

Donde:

S = longitud de tramo efectiva (mm).

- **Armadura de contracción y temperatura (Art 5.10.8 AASTHO LRFD)**

- En losas de espesor menor que 1.20m:

$$A_s \geq 0.756 \frac{A_g}{f_y} \quad (\text{Ec. 3.9})$$

Donde:

A_g = área de la sección (mm^2)

f_y = tensión de fluencia de las barras de armadura (MPa)

La separación de la armadura no será mayor que 3 veces el espesor del componente ó 0.45 m.

$$\Sigma A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \quad (\text{Ec. 3.10})$$

Donde:

A_b = mínima área de las barras (mm^2)

S = separación de las barras (mm)

b_c = recubrimiento medida desde la fibra más extrema hasta el centro de la barra (mm)

d_b = diámetro de la barra (mm)

- **Límites para el acero de refuerzo**

- **Refuerzo máximo [6]**

La cantidad de refuerzo pretensado y no pretensado será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Si dicha ecuación no es satisfecha la sección será considerada sobrerreforzada.

Donde:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

c = distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro

d_e = profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión.

A_{ps} = área de acero pretensado,

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la flexión,

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el centroide de los tendones de pretensado,

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada,

f_y = fluencia de las barras de refuerzo,

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el centroide de la armadura de tracción no pretensada.

– Refuerzo mínimo [6]

La cantidad de refuerzo de pretensado y no pretensado será adecuado para desarrollar una resistencia a flexión factorada M_r superior o igual al menor valor de:

- 1.2 veces la resistencia de rotura determinada en base a una distribución de esfuerzos elásticos y el módulo de ruptura f_r del concreto , $f_r = 0,63\sqrt{f'_c}$ en MPa, para concreto de peso normal), y
- 1.33 veces el momento facturado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia aplicable.

• Factores de resistencia

Para los estados límites de Resistencia y correspondientes a Eventos Extremos $\phi = 1.0$, excepto para bulones y columnas de hormigón en Zonas Sísmicas 3

CASO	Φ
Flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Corte y Torsión	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.70
Compresión axial con espirales o zunchos (excepto Art 5.10.11.4.1b para zonas sísmicas 3 y 4, estado límite de evento extremo)	0.75
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Compresión en zonas de anclaje	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja densidad	0.65
Tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Tabla 3. 9 Factores de resistencia [6]

- Anclaje de las armaduras**

La longitud de anclaje en tracción l_d se toma como el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción l_{db} y el factor o factores de modificación especificados. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300mm, excepto para empalmes solapados y anclajes de la armadura de corte.

La longitud básica de anclaje l_{db} en mm se toma como:

Para barras Φ 36 mm y menores;
$$\frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06d_b f_y \quad (\text{Ec. 3.13})$$

– Para barra Φ 43 mm y menores :
$$\frac{25f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

– Para barras Φ 57 mm y menores:
$$\frac{0.36d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Donde:

A_b = sección de la barra o alambre, mm

d_b = diámetro de la barra, mm

f_y = tensión de fluencia, MPa

$f'c$ = resistencia a la compresión especificada del hormigón, MPa

f_{ct} = resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de agregados de baja densidad, MPa

- La longitud de anclaje en compresión l_{db} no será menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en compresión l_{db} y los factores de modificación especificados, ni menor que 200mm.

La longitud básica de anclaje l_{db} en mm se toma como:

$$l_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'c}} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

$$l_{db} \geq 0.044d_b f_y \quad (\text{Ec. 3.17})$$

- Ganchos normales en tracción :

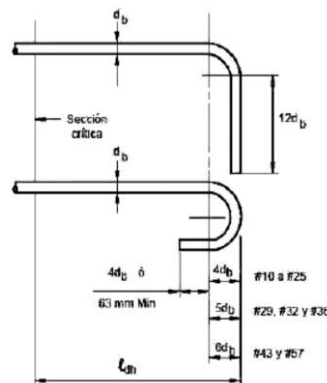


Figura 3. 6 Anclaje de ganchos normales [6]

La longitud de anclaje l_{dh} en mm, para las barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho normal, no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje l_{dh} y el factor o los factores de modificación aplicables.
- 8.0 diámetros de barra, ó
- 150 mm
- La longitud básica de anclaje l_{hb} en mm se toma como:

$$l_{hb} \geq \frac{100d_b}{\sqrt{f'c}} \quad (\text{Ec. 3.18})$$

- **Tensión de corte en el hormigón**

Se determina como:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v \cdot d_v} \quad (\text{Ec. 3.19})$$

Donde:

b_v = ancho del alma efectivo, medido en forma paralela al eje neutro (mm)

d_v = altura de corte efectiva, como lo ya definido (mm)

ϕ = factor de resistencia para corte.

- **Resistencia al Corte Mayorada V_r**

Se toma como:

$$V_r = \phi V_n \quad (\text{Ec. 3.20})$$

- **Resistencia Nominal al corte V_n**

Se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{Ec 3.21})$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{Ec 3.22})$$

Siendo:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (\text{Ec 3.23})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \Phi + \cot \alpha) \sen \alpha}{s} \quad (\text{Ec 3.24})$$

Si $\alpha = 90^\circ$, ésta última ecuación se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \Phi}{s} \quad (\text{Ec 3.25})$$

Donde:

b_v = ancho del alma efectivo dentro de la altura d_v (mm)

d_v = altura de corte efectiva (mm)

s = separación de los estribos (mm)

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

ϕ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal ($^{\circ}$)

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto al eje longitudinal ($^{\circ}$)

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (mm^2)

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N)

- **Hormigón Normal y Estructural de Baja Densidad [2]**

- **Resistencia a la Compresión.-** La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f'_c , o la clase de hormigón para cada componente. Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades.

- **Módulo de Elasticidad.-** En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m^3 se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (E_c \text{ 3.26})$$

Donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m^3)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

- **Coefficiente de Poisson.-** A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

- **Módulo de Rotura.-** A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $0.63 \sqrt{f'_c}$
- Para hormigón de agregados livianos y arena: $0.52 \sqrt{f'_c}$
- Para hormigón de agregados de baja densidad: $0.45 \sqrt{f'_c}$

- **Módulo de Elasticidad.-** El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

- **Acero de Pretensado.-** Los cables de siete alambres no recubiertos, de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en [2]

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la siguiente tabla:

MATERIAL	GRADO O TIPO	DIÁMETRO (mm)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN f_{pu} (MPa)	TENSIÓN DE FLUENCIA f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Gra60do 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pv} excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1. Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pv}
	Tipo2. Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pv}

Tabla 3. 10 Propiedades de los cables y barras de pretensado [2]

- **Módulo de Elasticidad (Pretensado).**- En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

- Para cables: $E_p = 197.000 \text{ MPa}$, y (Ec 3.27)
- Para barras: $E_p = 207.000 \text{ MPa}$. (Ec 3.28)

• ELEMENTOS PRINCIPALES

La fuerza de presforzado externa es generalmente aplicada por el alargamiento de tendones: cables (strands), alambres o varillas de acero, contra la sección de concreto, la cual se comprime. Los puentes de vigas pre-tensadas o pos-tensadas requieren peraltes menores, siendo entonces menos pesados, logrando mayores luces.

- **PRE-DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS [14]**

$$\text{Vigas simplemente apoyadas: } h = \frac{L}{20} a \frac{L}{25} \quad (\text{Ec 3.29})$$

$$\text{Vigas continuas, sin cartelas: } h = \frac{L}{15} a \frac{L}{20} \quad (\text{Ec 3.30})$$

Vigas acarteladas, altura en el centro del tramo: $h = \frac{L}{50}$ (Ec 3.31)

Para luces que excedan los 45 m, los claros continuos son preferibles a claros simples, aunque el límite de claro económico entre los tipos simple y continuo, varía con las condiciones locales.

- **Módulos de Sección mínimos requeridos:**

$$S1_{\min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R)M_o}{f_{cs} + Rf_{ti}} \quad (\text{Ec 3.32})$$

$$S2_{\min} = \frac{M_{(d+l)} + (1 - R)M_o}{Rf_{ci} + f_{ts}} \quad (\text{Ec 3.33})$$

Donde:

- S1 = módulo de sección referido a la fibra superior.
- S2 = módulo de sección referido a la fibra inferior.
- Mo = momento flector durante la transferencia.
- Mt = momento flector en condiciones finales.
- fci = esfuerzo permisible de compresión en la fibra inferior inmediatamente después de la transferencia.
- fti = esfuerzo permisible de tracción en la fibra superior inmediatamente después de la transferencia.
- fts = esfuerzo permisible de tracción en la fibra inferior bajo cargas de servicio, después de las pérdidas.
- fcs = esfuerzo permisible de compresión en la fibra superior bajo cargas de servicio, después de las pérdidas.
- R = % de fuerza inicial después de las pérdidas.

• **ESFUERZOS ADMISIBLES SEGÚN AASHTO LRFD [2]**

- Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado: La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes, y los valores especificados en la siguiente tabla:

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pi} + \Delta f_{pes}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuñamiento, se puede permitir f_c a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñamiento de los anclajes ($f_{pi} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{pa}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñamiento del anclaje ($f_{pi} + \Delta f_{pes} + \Delta f_{pa}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

Tabla 3. 11 Límites de tensión para los tendones de pretensado. [2]

- **Límites para la Tensión en el Hormigón**

- **Antes de las pérdidas:**

Compresión en puentes pretensados o postesados: $0,60f'_{c1}$

Tracción: Aplicar los límites indicados en la Tabla 3.11

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruados por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimada sin armadura adherente 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas fuera de la zona de tracción precomprimada y sin armadura auxiliar adherente 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f'_s$, no mayor que 210 MPa 	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados 	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes contruados por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada	
	<ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f'_s$; con tendones internos o tendones externos 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	<ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas	
	<ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada 	Tracción nula
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f'_s$, no mayor que 210 MPa 	$0,50 \sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

Tabla 3. 12 Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas [2]

- En estado límite de servicio, después de las pérdidas:

Compresión: Para el estado límite de Servicio I.

El factor de reducción w_f se deberá tomar igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, son menores o iguales que 15. Si son mayores que 15, deberá calcularse.

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • En puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes 	$0,40 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo 	$0,60 \phi_w f'_c$ (MPa)

Tabla 3. 13 Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas [2]

Tracción: Según los límites indicados en la Tabla 3.13

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas 	$0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	Tracción nula
Puentes contruidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> • Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente • En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa 	Tracción nula $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Tabla 3. 14 Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado limite de servicio después de las pérdidas [2]

- **RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN [2]**

– Elementos con tendones adherentes

Para secciones rectangulares o con alas para las cuales $f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado fps se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (\text{Ec. 3.34})$$

Donde:

$$k = 2 \left(0.41 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (\text{Ec. 3.35})$$

TIPO DE TENDÓN	fpy / fpu	VALOR DE k
Cables de baja relación	0.9	0.28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia tipo 1	0.85	0.28
Barras de alta resistencia tipo 2	0.8	0.48

Tabla 3. 15 Valores de K [2]

Para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w)h_f}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b_w + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{Ec 3.36})$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{Ec 3.37})$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado

A'_s = área de la armadura de compresión

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

f'_y = tensión de fluencia de la armadura de compresión

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

h_f = altura del ala comprimida

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

β_1 = factor para el diagrama de tensiones.

– Componentes con tendones no adheridos

Para las secciones rectangulares o con alas, la tensión media en el acero de pretensado no adherido se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{l_e} \right) \leq f_{py} \quad (\text{Ec. 3.38})$$

Donde:

$$l_e = \left(\frac{2l_i}{1 + N_s} \right) \quad (\text{Ec. 3.39})$$

Para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w)h_f}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b_w} \quad (\text{Ec. 3.40})$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b} \quad (\text{Ec. 3.41})$$

Donde:

C = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia.

l_e = longitud de tendón efectiva.

l_i = longitud de tendón entre anclajes.

N_s = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos.

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado.

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas.

- **PÉRDIDAS EN LA FUERZA DE PRESFORZADO**

Las pérdidas en la fuerza de presforzado se pueden agrupar en dos categorías:

- Aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro,
- aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo.

Esto se define como la fuerza de preesfuerzo efectiva P . Habiendo ocurrido las pérdidas, $P = R P_i$, siendo $R=1-(\% \text{ pérdidas})$, la eficiencia en la fuerza de presforzado.

- **EXPRESIONES BÁSICAS**

En condiciones iniciales:

$$-\frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e}{S_1} - \frac{M_0}{S_1} \leq f_{ti} \quad \text{Fibra superior (Ec 3.42)}$$

$$-\frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e}{S_2} - \frac{M_0}{S_2} \geq f_{oi} \quad \text{Fibra inferior (Ec 3.43)}$$

En condiciones finales:

$$-\frac{RP_1}{A} + \frac{RP_1 e}{S_2} - \frac{M_t}{S_2} \leq f_{ts} \quad \text{Fibra inferior (Ec 3.44)}$$

$$-\frac{RP_1}{A} + \frac{RP_1 e}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} \geq f_{os} \quad \text{Fibra superior (Ec 3.45)}$$

Donde:

- P_i = fuerza pre-tensora inicial
- P = fuerza pre-tensora final ($P = R P_i$)
- A = área de la viga
- E = excentricidad del cable resultante
- S_1 = módulo de sección referido a la fibra superior
- S_2 = módulo de sección referido a la fibra inferior

DIAGRAMAS DE MAGNEL:

Las inecuaciones anteriores también pueden expresarse como:

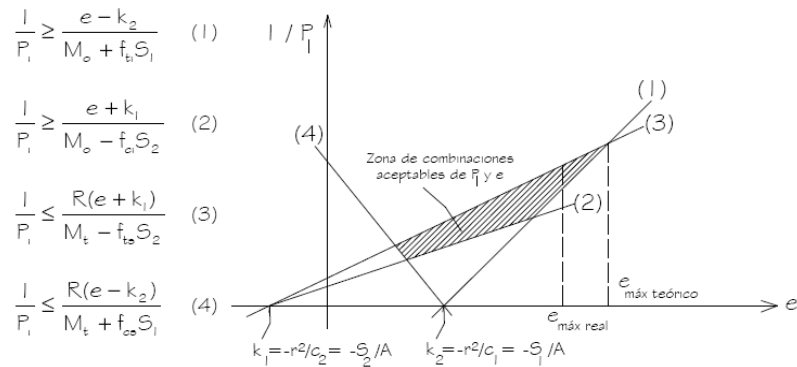


Figura 3. 7 Diagramas de Magnel [14]

Donde:

$$k_1 = \text{distancia de núcleo} = -\frac{S_2}{A} = -\frac{r_2}{c_2} \quad (\text{Ec. 3.46})$$

$$k_2 = \text{distancia de núcleo} = -\frac{S_1}{A} = -\frac{r_2}{c_1} \quad (\text{Ec. 3.47})$$

3.1.3.DISEÑO DE PUENTES EN ACERO

- MATERIALES [20]**

- **Aceros estructurales.-** Se asumirá que el módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los aceros estructurales son iguales a 200 000 MPa y 11.7×10^{-6} mm/mm/°C, respectivamente. El acero AASHTO M 270M, Grado 250, (ASTM A 709M, Grado 250) se puede utilizar en espesores mayores que 100 mm para aplicaciones no estructurales o componentes de elementos de apoyo.

En puentes de acero está permitido utilizar perfiles estructurales de acero aleado templado y revenido y tubos sin costura cuya máxima resistencia especificada a la tracción no sea mayor que 965 MPa en el caso de los perfiles estructurales o 1000 MPa en el caso de los tubos sin costura, siempre que:

- El material satisfaga todos los demás requisitos mecánicos y químicos correspondientes ya sea a ASTM A 709M, Grados 690 o 690W, y

- El diseño esté basado en las propiedades mínimas especificadas para los aceros ASTM A 709M, Grados 690 y 690W.

Denominacion AASHTO	M 270 M grado 250	M 270 M grado 345	M 270 M grado 345S	M 270 M grado 345W	M 270 M grado HPS 345W	M 270 M grado HPS 485W	M 270 M grado 690 690 W	
Denominacion ASTM equivalente	A 709M Grado 250	A 709M Grado 345	A 709M Grado 345S	A 709M Grado HPS 345W	A 709M Grado HPS 385 W	A 709M Grado HPS 385 W	A 709M Grado 690 690 W	
espesores de las placas mm	Hasta 100 incl	Hasta 100 incl	No Aplicable	Hasta 100 incl	Hasta 100 incl	Hasta 100 incl	Hasta 65 incl	Mas de 65 Hasta 100 incl
Perfiles	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplicable	No aplicable	No aplicable	No aplicable
Minima Resistencia a la traccion fc Mpa	400	450	450	485	485	585	760	690
Minimo punto de fluencia especificado o minima resistencia a la fluencia especificada Fy Mpa	250	345	345	345	345	485	690	620

Tabla 3. 16 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural según su forma, resistencia y espesor [18]

- **Conectores de corte tipo perno.**- Los conectores de corte tipo perno se deberán fabricar de barras estiradas en frío, Grados 1015, 1018 o 1020, ya sea semicalmado o calmado, conforme a la Especificación Estándar AASHTO M 169 (ASTM A 108) – Barras de Acero al Carbono, Acabadas en Frío, Calidad Estándar, y su resistencia a la fluencia y a la tracción deberán ser como mínimo iguales a 345 MPa y 415 MPa, respectivamente.
- **Metal de soldadura** [20].- El metal de soldadura deberá satisfacer los requisitos del Código para Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5. [20]
- **Estado límite de servicio** [20] Los elementos que trabajan a flexión se deberán investigar para el Estado Límite de Servicio.
- **Estado límite de fatiga y fractura.**- Los elementos que trabajan a flexión se deberán investigar para el Estado Límite de Fatiga y Fractura.

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones de la AASHTO.

- **Estado límite de resistencia** [2].- La resistencia y la estabilidad se deberán considerar usando las combinaciones de cargas aplicables como se especifica en el cap. 3.1.1.

- **CONSIDERACIONES SOBRE EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA** [2]

- **Fatiga**

- **Fatiga inducida por las cargas.**- La sollicitación a considerar para diseñar a fatiga los detalles de un puente de acero será el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva. Para los elementos que trabajan a flexión que están provistos de conectores de corte en toda su longitud y que tienen un tablero de hormigón cuya armadura satisface los requisitos del

- **CRITERIOS DE DISEÑO** [2]. - Por consideraciones relacionadas con la fatiga inducida por las cargas, cada detalle deberá satisfacer lo siguiente:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n \quad (\text{Ec. 3.48})$$

Donde:

γ = factor de

(Δf) = sollicitación, rango de tensiones de la sobrecarga debido al paso de la carga de fatiga.
(MPa) [2]

$(\Delta F)_n$ = resistencia nominal a la fatiga (MPa) [2]

- **CRITERIOS DE DISEÑO** [2].- Por consideraciones relacionadas con la fatiga cada detalle deberá satisfacer lo siguiente:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n \quad (\text{Ec. 3.48})$$

Donde:

γ = factor de carga especificado para la combinación de cargas correspondiente a fatiga
(tabla 3.5)

(Δf) = sollicitación, rango de tensiones de la sobrecarga debido al paso de la carga de fatiga
(MPa)

$(\Delta F)_n$ = resistencia nominal a la fatiga (MPa)

REQUISITOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO DE PUENTES DE ACERO

- **Longitud de tramo efectiva.**- Las longitudes efectivas se deberán tomar como la distancia entre los centros de los apoyos.
- **Contraflechas para compensar los efectos de las cargas permanentes** Las estructuras de acero de puentes se deberían fabricar con contraflechas adecuadas para compensar las flechas que provoca la carga permanente y la falta de alineamiento vertical. En los sistemas de celosía, arco y atirantados se podrán realizar modificaciones selectivas a las longitudes de los componentes, según corresponda, para:
 - Ajustar la flecha debida a la carga permanente de manera de lograr la posición geométrica requerida,
 - Reducir o eliminar el acortamiento de los nervios, y
 - Ajustar el diagrama de momentos por cargas permanentes en las estructuras intermedias.
- **Mínimo espesor del acero** [20].- El acero estructural, incluyendo el acero utilizado para las riostras, marcos transversales y todo tipo de placas de empalme, excepto las almas de los perfiles laminados, los nervios cerrados en los tableros ortótropos, las placas de relleno y el acero de las barandas, no será menor que 8.0 mm de espesor.

El espesor del alma de las vigas o perfiles laminados y de los nervios cerrados de los tableros ortótropos no será menor que 7.0 mm.

- **Diafragmas o contravientos transversales** (verticales) [2].- Los diafragmas o contravientos transversales se colocan en los extremos de la estructura de vigas longitudinales, sobre los apoyos intermedios del tramo. La necesidad de utilizar diafragmas o marcos transversales se deberá investigar para todas las etapas constructivas y también para la condición final.
- **Arriostramiento lateral (longitudinales)** [20].- La necesidad de utilizar arriostramiento lateral se deberá investigar para todas las etapas constructivas y también para la condición

final. Cuando sea requerido, se deberá colocar arriostramiento lateral ya sea en o cerca del plano de un ala o patín arriostrada.

La investigación para determinar si se requiere arriostramiento lateral debería incluir pero no limitarse a lo siguiente:

- Transferencia de cargas de viento tanto a los apoyos como a la superestructura del puente.
 - Control de las deformaciones durante la fabricación, el montaje y la colocación del tablero.
- **Celosías** [2].- Los puentes de celosía con tablero inferior o superior deberán tener arriostramiento lateral superior e inferior. Si se utiliza un sistema de arriostramiento en cruz, cada elemento se podrá considerar efectivo simultáneamente si los elementos satisfacen los requisitos de esbeltez tanto para elementos traccionados como para elementos comprimidos.

3.1.4.DISEÑO DE PUENTES DE SECCIÓN COMPUESTA (VIGAS DE ACERO Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO)

Se consideran secciones compuestas aquellas que consisten en un tablero de hormigón y apoyo lateral conectado a una viga de acero mediante conectores de corte diseñados de acuerdo con los requisitos del AASHTO LRFD.

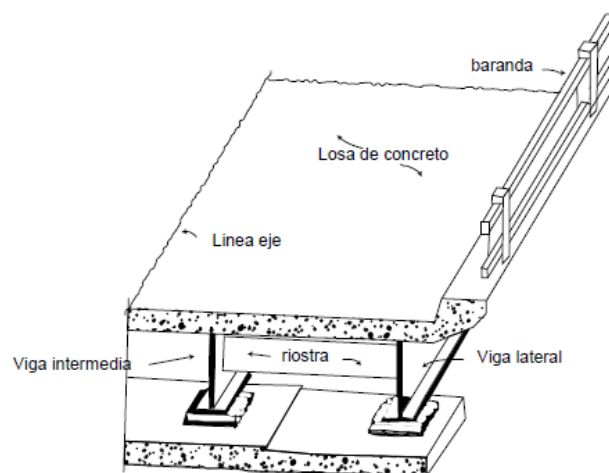


Figura 3. 8 Diagramas de sección compuesta [13]

- **TENSIONES**

— **Secuencia de carga** En cualquier ubicación de la sección compuesta la tensión elástica debida a las cargas aplicadas deberá ser igual a la sumatoria de las tensiones provocadas por las cargas aplicadas separadamente a:

- La sección de acero,
- La sección compuesta a corto plazo, y
- La sección compuesta a largo plazo.

— **Tensiones para secciones en flexión positiva.**- Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Para las cargas transitorias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de hormigón se transformará utilizando la relación de módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del hormigón a corto plazo, n . Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de hormigón se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo, $3n$. La relación de módulos se debería tomar como:

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (\text{Ec. 3.49})$$

$E = E_{\text{acero}}$ = Módulo de elasticidad del acero

$E_c = E_{\text{hormigón}}$ = Modulo de elasticidad del hormigón (Módulo instantáneo)

— **Tensiones para secciones en flexión negativa.**- Para calcular las tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo deberá consistir en la sección de acero más la armadura longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón.

— **Tensiones en el tablero de hormigón.**- Para calcular las tensiones de flexión longitudinales en el tablero debidas a todas las cargas permanentes y transitorias se deberá utilizar la relación de módulo de elasticidad del acero y módulo de elasticidad del hormigón a corto plazo a corto plazo, n .

- **ANCHO EFECTIVO DEL TABLERO DE**

El ancho efectivo de losa que trabajará en conjunto con las vigas será el menor de las siguientes distancias:

- Un cuarto de la longitud de claro promedio.
- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.
- La distancia entre vigas adjuntas.

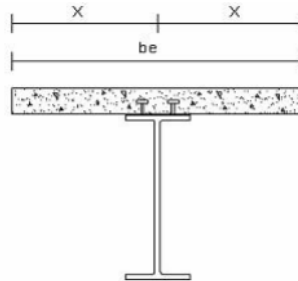


Figura 3. 9 Ancho efectivo del tablero en vigas interiores

En vigas exteriores, el ancho efectivo de losa es la mitad de las vigas interiores adjuntas, más el menor de los siguientes:

- Un octavo de la longitud de claro efectiva.
- Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la viga.
- La longitud del volado.

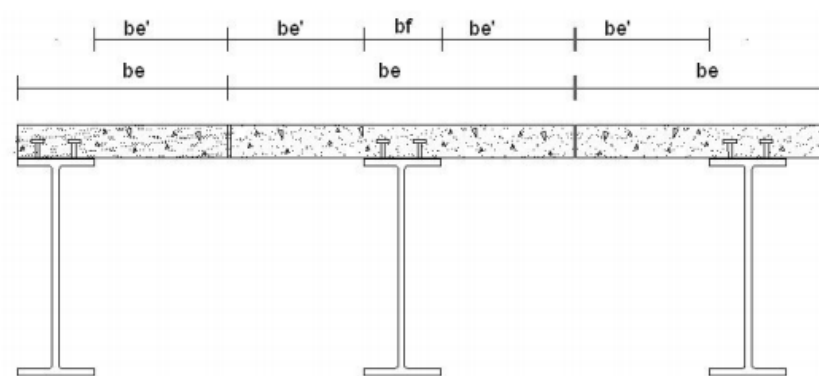


Figura 3. 10 Ancho efectivo del tablero en vigas exteriores

- **RIGIDEZ** .- Para el análisis de los elementos flexionantes se deberán utilizar las siguientes propiedades de rigidez:

- Para cargas aplicadas a secciones no compuestas: propiedades de rigidez de la sección de acero solamente.
 - Para cargas permanentes aplicadas en secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.
 - Para cargas transitorias aplicadas a secciones compuestas: propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo sobre la totalidad de la longitud del tramo.
- **TENSIONES EN LAS ALAS Y MOMENTOS FLECTORES EN VIGAS.- [2].-** Para las verificaciones de diseño en que la resistencia a la flexión se basa en el pandeo lateral torsional:
- La tensión f_{bu} se deberá determinar como el mayor valor de la tensión de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar el pandeo lateral de las alas.
 - El momento M_u se deberá determinar como el mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada que provoca compresión en el ala considerada.
 - La tensión f_l se deberá determinar como el mayor valor de la tensión debida a flexión lateral en la totalidad de la longitud no arriostrada en el ala considerada.

Las tensiones de flexión lateral en las alas con arriostramiento discreto se deberá determinar mediante un análisis estructural. Todas las alas con arriostramiento discreto deberán satisfacer:

$$f_l < 0,6F_y \quad (\text{Ec. 3.50})$$

En las alas de compresión con arriostramiento discreto la tensión de flexión lateral de las alas, f_l , se puede determinar directamente a partir de un análisis elástico de primer orden para lo cual:

$$L_b \leq 1,2L_b \sqrt{\frac{CbR_b}{f_{bm}/F_{yc}}} \quad (\text{Ec. 3.51})$$

O de forma equivalente:

$$L_b \leq 1,2L_b \sqrt{\frac{CbR_b}{M_{bm}/M_{yc}}} \quad (\text{Ec. 3.52})$$

Donde:

Cb = modificador del gradiente de momentos.

f_{bm} = mayor valor de la tensión de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin considerar la flexión lateral de las alas (MPa). f_{bm} se deberá determinar en base a las cargas mayoradas.

L_b = longitud no arriostrada (mm)

L_p = longitud no arriostrada límite (mm)

M_{bm} = mayor valor del momento flector respecto del eje mayor en la totalidad de la longitud no arriostrada que provoca compresión en el ala considerada (Nmm). M_{bm} se deberá determinar en base a las cargas mayoradas.

M_{yc} = momento de fluencia con respecto al ala de compresión (N-mm)

R_b = factor de balanceo de las cargas del alma determinado (N-mm)

Si no se satisfacen las Ecuaciones 3.51, 3.52, según corresponda, se deberán determinar las tensiones de flexión lateral elásticas de segundo orden en el ala de compresión. Las tensiones de flexión lateral de segundo orden en el ala de compresión se pueden determinar amplificando los valores de primer orden de la siguiente manera:

$$L_b \leq 1,2 L_b \sqrt{\frac{C_b R_b}{M_{bm}/M_{yc}}} \quad (\text{Ec. 3.53})$$

$$f_l = \left(\frac{0,85}{1 - \frac{f_{bm}}{F_{cr}}} \right) f_{l1} \geq f_{l1} \quad (\text{Ec. 3.54})$$

Donde:

F_{l1} = tensión de flexión lateral de primer orden en el ala de compresión en la sección considerada, o máxima tensión de flexión lateral de primer orden en el ala de compresión considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, según corresponda (MPa)

F_{cr} = tensión de pandeo lateral torsional elástico para el ala

S_{xc} = módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor de la sección hasta el ala de compresión, tomado como M_{yc}/F_{yc} (mm³)

- **MÍNIMA ARMADURA PARA FLEXIÓN NEGATIVA EN EL TABLERO DE HORMIGÓN [2].-** La armadura utilizada para satisfacer este requisito deberá tener una mínima resistencia a la fluencia especificada mayor o igual que 400 MPa y su tamaño no debe ser mayor que el de las barras No. 20. La separación entre barras individuales no deberá ser mayor que 300 mm.

Si en la región de momento negativo no se utilizan conectores de corte, toda la armadura longitudinal se deberá prolongar hacia la región de momento positivo a una distancia no menor que la longitud de anclaje.

- **FRACTURA DE LA SECCIÓN NETA [2].-** Al verificar los elementos flexionantes en Estado Límite de Resistencia o para determinar su construcción, en todas las secciones transversales que contengan orificios en el ala de tracción se deberán satisfacer los siguientes requisitos adicionales:

$$f_t \leq 0,84 \left(\frac{A_n}{A_g} \right) F_u \leq F_y t \quad (\text{Ec. 3.55})$$

Donde:

A_n = área neta del ala de tracción.

A_g = área bruta del ala de tracción (mm²)

f_t = tensión sobre el área bruta del ala de tracción debida a las cargas mayoradas, calculada sin considerar la flexión lateral de las alas (MPa)

F_u = mínima resistencia a la tracción (MPa)

- **RESISTENCIA AL PANDEO POR FLEXIÓN DEL ALMA [2]**

- **Almas sin rigidizadores longitudinales.**- La resistencia nominal al pandeo flexionante se deberá tomar como:

$$F_{crw} = \frac{0,9E_k}{\left(\frac{D}{t_w} \right)^2} \quad (\text{Ec. 3.56})$$

Donde:

k = coeficiente de pandeo flexional

$$F_{crw} = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D} \right)^2} \quad (\text{Ec. 3.57})$$

Donde:

D_c = profundidad del alma comprimida en el rango elástico (mm).

R_h = factor de híbridez

- **Almas con rigidizadores longitudinales** [2].- En ausencia de un análisis racional alternativo, la resistencia nominal al pandeo flexionante se puede determinar cómo se especifica a continuación:

$$\text{Si } \frac{ds}{D_c} \geq 4 \quad : \text{Entonces:} \quad (\text{Ec. 3.58})$$

$$k = \frac{5,17}{(ds/D)^2} \geq \frac{9}{(D_c/D)^2} \quad (\text{Ec. 3.59})$$

Donde:

ds = distancia entre la línea de centro del rigidizador longitudinal más próximo, o desde la línea de sujetadores perpendicular a la dirección de la carga del rigidizador longitudinal más próximo, y la superficie interior o rama del ala comprimida (mm).

— **DIMENSIONES DEL ALMA LLENA DE UNA VIGA METÁLICA**

- **Almas sin rigidizadores longitudinales** [2]

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (\text{Ec. 3.60})$$

- **Almas con rigidizadores longitudinales** [2]

Las almas se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (\text{Ec. 3.61})$$

— **DIMENSIONES DE LAS ALAS**

Las alas de compresión y tracción se diseñan de manera que:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (\text{Ec. 3.62})$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (\text{Ec. 3.63})$$

$$t_f \geq 1.1 t_w \quad (\text{Ec. 3.64})$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (\text{Ec. 3.65})$$

Donde:

I_{yc} = momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4)

I_{yt} = momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm^4)

- **CORTE [2]**

Los paneles interiores de las almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deberán satisfacer el siguiente requisito durante las etapas críticas de la construcción:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (\text{Ec. 3.66})$$

Donde:

ϕ_v = factor de Resistencia para corte [2]

V_u = corte en el alma en la sección considerada debido a las cargas permanentes mayoradas y las cargas constructivas mayoradas aplicadas a la sección no compuesta (N).

V_{cr} = resistencia al pandeo por corte (N).

- **FLEXIÓN [2]**

- **Secciones compuestas en flexión positiva [2]**

Las secciones compuestas que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas:

- Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 485 MPa,
- El alma satisface el requisito del [2], y
- La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Ec. 3.67})$$

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico. (mm)

- **CONECTORES DE CORTE [2]**

Para que una losa de concreto, trabaje como unidad con la viga de acero debe tener la suficiente adherencia, lo cual se proporciona con conectores de cortante. Los requisitos que debe cumplir en la acción compuesta, es que debe resistir la fuerza horizontal que se produce entre la viga de acero y la losa de hormigón armado, debido a las cargas a las que va a estar sometida la sección compuesta, al igual que no debe permitir que se levante la losa.

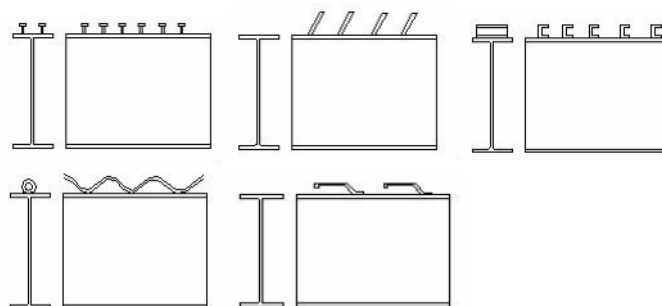


Figura 3. 11 Tipos de conectores de corte [15]

- **SECCIONES COMPACTAS [2]**

Una sección compacta es cuando las alas están unidas al alma de forma continua, que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse

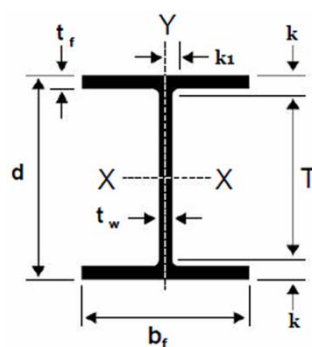


Figura 3. 12 Sección Compacta [15]

En el Estado Límite de Resistencia la sección deberá Satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3}f_t S_{xt} \leq \Phi_f M_n \quad (\text{Ec. 3.68})$$

Donde:

ϕf = factor de resistencia para flexión.

f_l = tensión de flexión lateral del ala (MPa)

M_n = resistencia nominal a la flexión de la sección (N-mm)

M_u = momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal (N-mm)

M_{yt} = momento de fluencia con respecto al ala de tracción (N-mm)

S_{xt} = módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor hasta el ala de tracción (mm³)

- **SECCIONES NO COMPACTAS [2]**

Las secciones no compactas son aquellas en las que el esfuerzo de fluencia alcanza a ciertos elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo,

En el Estado Límite de Resistencia el ala de compresión deberá satisfacer:

$$f_{bu} \leq \phi f_{nc} \quad (\text{Ec. 3.69})$$

Donde:

ϕf = factor de Resistencia para flexión.

f_{bu} = tensión en el ala calculada sin considerar la flexión lateral del ala (MPa)

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión del ala de compresión (MPa)

El ala de tracción deberá satisfacer:

$$f_{bu} + 1/3 f_l \leq \phi f_{nt} \quad (\text{Ec. 3.70})$$

Donde:

f_l = tensión de flexión lateral en el ala (MPa)

F_{nt} = resistencia nominal a la flexión del ala de tracción (MPa)

- **RIGIDIZADORES [2]**

Su principal función es mantener rígida al alma de la viga de acero.

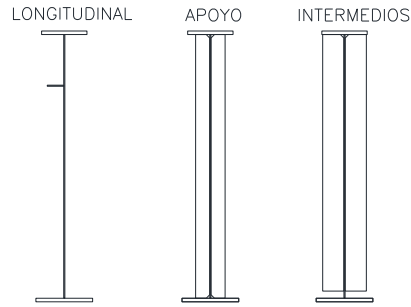


Figura 3. 13 Rigidizadores en una viga de acero [15]

— Rigidizadores transversales intermedios

Los rigidizadores transversales deberán consistir en placas o perfiles soldados o abulonados a uno o ambos lados del alma.

$$\frac{D}{tw} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{F_y w}} \quad (\text{Ec. 3.71})$$

La distancia desde el extremo de una soldadura almarigidizador hasta el borde más próximo de la soldadura alma-ala o rigidizador longitudinal-alma adyacente no deberá ser menor que $4tw$ ni mayor que $6tw$.

Ancho saliente.- El ancho, bt , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$bt \geq 50 + d/30 \quad (\text{Ec. 3.72})$$

$$\text{y, } 16tp \geq bt \geq bf / 4 \quad (\text{Ec. 3.73})$$

Donde:

bf = ancho total del ala de compresión más ancha dentro de la sección considerada (mm)

d = profundidad total de la sección de acero (mm)

tp = espesor de un elemento rigidizador saliente (mm)

El borde exterior de todos los rigidizadores transversales deberá estar a una distancia mayor o igual que 25 mm del borde exterior de cualquiera de las alas.

Momento de inercia [2]

El momento de inercia de cualquier rigidizador transversal deberá satisfacer:

$$I_c = d_o * t_w^3 * J \quad (\text{Ec. 3.74})$$

$$J = 2,5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \geq 2,5 \quad (\text{Ec. 3.75})$$

Donde:

J = relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa de alma.

d_o = separación entre rigidizadores transversales (mm).

I_t = momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴)

ÁREA [2]

Los rigidizadores transversales intermedios que deban soportar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensiones del alma tal como se especifica en el Art. 6.10.9.3 deberán satisfacer:

$$A_s \geq \left[0.15 B * D * t_w * (1 - C) * \left(\frac{f_v}{F_v} \right) 18 t_w^2 \right] * y \quad (\text{Ec. 3.76})$$

Donde:

F_{crs} = tensión de pandeo local elástico para el rigidizador (MPa)

A_s = área del rigidizador; área total de ambos rigidizadores en el caso de los rigidizadores utilizados de a pares (mm²)

C = relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

F_{ys} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

— Rigidizadores de apoyo [2]

Ancho saliente

El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} \quad (\text{Ec. 3.77})$$

Donde:

F_{yt} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

t_p = espesor del elemento rigidizador saliente (mm)

Rigidizadores longitudinales [2]

Ancho saliente:

El ancho saliente, b_l , del rigidizador deberá satisfacer:

$$b_l \leq 0,48 t_s \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 3.78})$$

Donde:

t_s = espesor del rigidizador (mm)

Momento de inercia y radio de giro:

Los rigidizadores longitudinales deberán satisfacer:

$$I_l = D t_w^3 \left[2,4 \left(\frac{d_o}{D} \right)^2 - 0,13 \right] \quad (\text{Ec. 3.79})$$

Donde:

d_o = separación de los rigidizadores transversales (mm)

I_l = momento de inercia del rigidizador longitudinal, incluyendo un ancho de alma efectivo igual a $18 t_w$ tomado respecto del eje neutro de la sección combinada (mm⁴).

3.1.5.DISEÑO DE ELEMENTOS DE INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIONES

- **CIMENTACIONES.**

Este diseño de la subestructura requiere mayores consideraciones debido a que está expuesta a varios tipos de cargas como de la superestructura, de agua, de relleno y del suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento o presión portante. Además, el diseño se complica de inesperadas condiciones geológicas, o complicadas geometrías de tableros con curvas horizontales o verticales.

- **DISEÑO DE ESTRIBOS [6]**

La norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification, especifica el diseño de estribos, estos deben ser diseñados para los estados límites últimos (resistencia) y todos los estados límites de servicio, de fatiga y de fractura.

- **PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBOS**

En la fig. 3.14 y 3.15 se muestran un esquema con las dimensiones usuales para estribos de gravedad y en voladizo. Para estribos de contrafuerte pueden usarse las dimensiones de estribos en voladizo con una separación de contrafuertes de $H/2$ a $2H/3$. 3 [5]

Estas dimensiones pueden variar en casos de erosión.

Los anchos mínimos de las superficies de asiento en cada estribo se determinarán eligiendo el mayor valor de calcular los máximos desplazamientos según el modelo sísmico elegido o como un porcentaje del ancho empírico de la superficie de asiento del estribo N determinado en la siguiente ecuación:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125 S^2) \quad (\text{Ec. 3.80})$$

Donde:

N = Longitud mínima empírica de la superficie de asiento (mm).

L = Distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente ó al final del tablero del puente.

H = Para estribos, es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión.

Para columnas y/o pilas, es la altura del pilar o de la columna.

Para articulaciones dentro de un tramo, es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes (mm).

Para puentes simplemente apoyados es 0.0 mm.

S = Desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo.

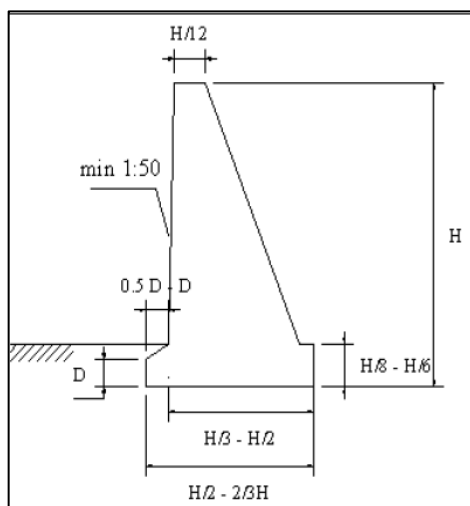


Figura 3.14. Predimensionamiento de estribos a gravedad

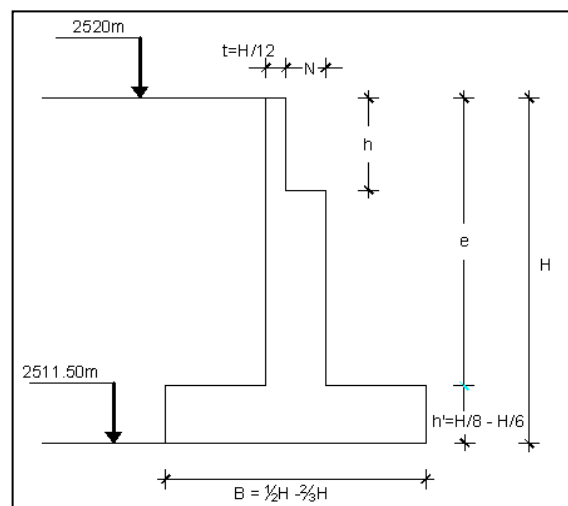


Figura 3.15. Predimensionamiento de estribo en voladizo

EMPUJE DEL SUELO (EH) [2]

El empuje del suelo se debe considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

– Empuje lateral del suelo

Se asumirá como:

$$p = k\gamma_s gz (10^{-6}) \quad (\text{Ec. 3.81})$$

Donde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral, tomado como k_0 para muros que no se deforman ni se mueven, k_a para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

– Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k_0

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - \sin\phi'_f \quad (\text{Ec. 3.82})$$

Para suelos sobreconsolidados:

$$k_0 = (1 - \sin\phi'_f)(\text{OCR})^{\sin\phi'_f} \quad (\text{Ec. 3.83})$$

Donde:

Φ'_f = ángulo efectivo de fricción del suelo

k_o = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

OCR = relación de sobreconsolidación

– **Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a [2]**

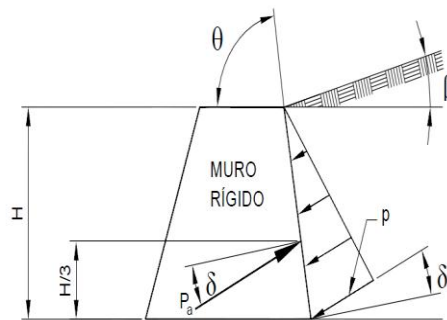


Figura 3. 16 Simbología de empuje activo de Coulomb

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \Phi'_f)}{\Gamma [\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad (\text{Ec. 3.84})$$

Donde:

$$\Gamma = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi'_f + \delta) \cdot \text{sen}(\Phi'_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \cdot \text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.85})$$

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro.

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal

Φ'_f = ángulo efectivo de fricción interna

Notar que para $\delta = \beta = 0$, $\theta = 90^\circ$, el valor k_a de las expresiones anteriores es:

$$k_o = (1 - \text{sen}\Phi'_f)(\text{OCR})^{\text{sen}\Phi'_f}$$

Teoría de Rankine [6]

$$k_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad (\text{Ec. 3.86})$$

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Tabla 3.16 Ángulo de fricción entre diferentes materiales [2]

– **Coefficiente de Empuje Lateral Pasivo, k_p [2]**

El coeficiente de presión activa de Coulomb es:

$$k_p = \frac{\sin^2(\theta - \Phi'_i)}{\Gamma [\sin^2 \theta \cdot \sin(\theta + \delta)]} \quad (\text{Ec 3.87})$$

$$\Gamma = \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi'_i + \delta) \cdot \sin(\Phi'_i + \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right)^2 \quad (\text{Ec 3.88})$$

El Reglamento AASHTO adopta el siguiente método introducido por Caquot y Kerisel:

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figura 3.8

Para suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar con:

$$P_p = k_p \gamma_s g z (10^{-6}) + 2c \sqrt{k_p} \quad (\text{Ec 3.89})$$

Donde:

P_p = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

z = profundidad debajo del suelo (m)

c = cohesión del suelo (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

k_p = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (Fig. 3.17)

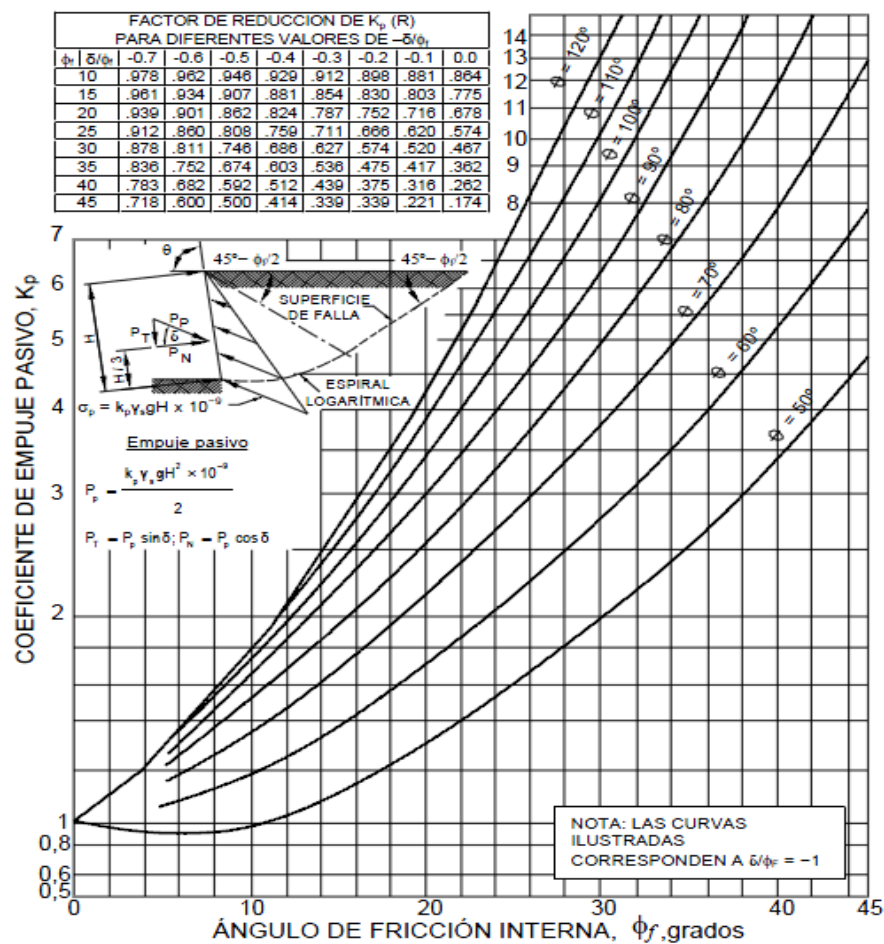


Figura 3. 17 Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. Department of the Navy 1982a) [2]

- MÉTODO DEL FLUIDO EQUIVALENTE PARA ESTIMAR EMPUJES LATERALES DE RANKINE**

El empuje básico del suelo p (kg/m^2) se puede tomar como:

$$p = \gamma_{eq} g z (10^{-6}) \quad (\text{Ec 3.90})$$

γ_{eq} = densidad de fluido equivalente del suelo, no inferior a 480 kg/m³

z = profundidad debajo de la superficie del suelo (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asume que la carga lateral del suelo resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 de la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno hasta el fondo de la zapata.

– Sobrecarga Viva (LS) [2]

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

ALTURA DEL ESTRIBO (mm)	heq (mm)
1500.00	1200
3000.00	900
≥6000	600

Figura 3. 18 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico [2]

• CARGAS DE DISEÑO

Las cargas a considerar, en general son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.
- Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

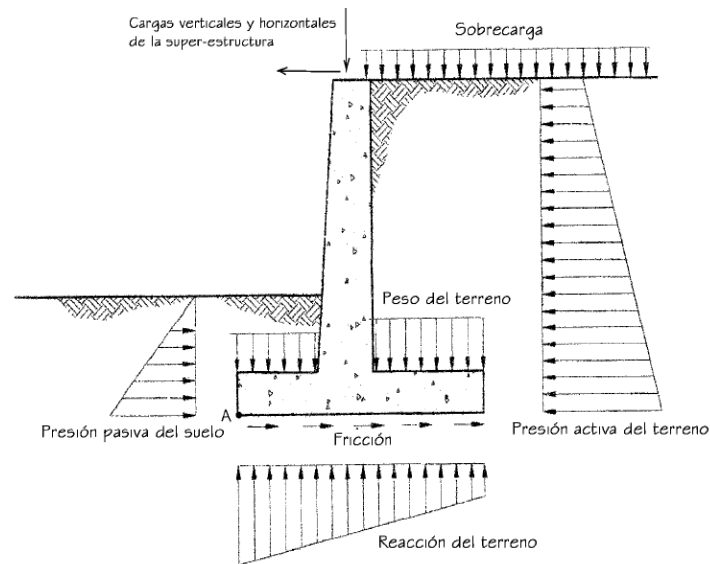


Figura 3. 19 Cargas típicas en estribo [2]

- **CONSIDERACIONES PARA LA ESTABILIDAD** [6]

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

- **Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo**

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga γ min (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga γ máx. (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8 B$). Para el estado límite de evento extremo y con $\gamma_{eq} = 0$, mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los $2/3$ centrales ($e \leq 1/3 B$) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio $\gamma_{eq} = 1$, mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los $8/10$ centrales ($e \leq 2/5 B$).

- **Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo**

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_T Q_T$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep} Q_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$QR = \phi_T Q_T + h_{ep} Q_{ep} \quad (\text{Ec 3.91})$$

Donde:

$$Q_T = (V) \tan \delta$$

δ = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para concreto vacado directamente al suelo

$\tan \delta = (0.8) \tan \phi_f$ para concreto pre-fabricado

V = fuerza vertical total sobre el cimiento

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo.

Los valores ϕ_T y h_{ep} se determinan de la Tabla 3.1. Para el estado límite de Evento Extremo, $\phi_T = 1.0$ y $h_{ep} = 1.0$. Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $h_{ep} = 0$ para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

– Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

MÉTODO DE MEYERHOF

1. Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes}} \quad (\text{Ec 3.92})$$

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones. Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es:

3.

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (\text{Ec 3.93})$$

Donde:

B = ancho del cimiento en el plano de cargas

$B - 2e$ = ancho efectivo de cimiento

Tipo de Resistencia		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de apoyo	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh, 2001), arcilla	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.55
Deslizamiento	ϕ_τ	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaciado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaciado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{ep}	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

Tabla 3. 17 Factores de resistencia en cimientos superficiales [6]

• CONSIDERACIONES SÍSMICAS [2]

La presión lateral del terreno en estructuras de retención, es amplificada en caso de sismos debido a la aceleración horizontal de la masa retenida de terreno. En caso de estructuras de retención altas ($H > 10$ m) como es el caso de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usándose a menudo la solución de Mononobe-Okabe.

Es aplicable cuando:

- El muro no está restringido y es capaz de deformar lo suficiente para accionar la presión activa del terreno retenido.
- El terreno de relleno es no cohesivo y no saturado
- La cuña activa de suelo que define la superficie de falla y carga el muro, es plana.
- Las aceleraciones son uniformes a través de la masa de suelo retenido.

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} V_t (1 - kV) H^2 \quad (\text{Ec 3.98})$$

Siendo el coeficiente de presión activa sísmica del terreno:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec 3.99})$$

Donde:

- γ_s = peso unitario del terreno
 H = altura del terreno retenida por el muro
 k_v = coeficiente de aceleración vertical
 k_h = coeficiente de aceleración horizontal
 ϕ = ángulo de fricción interna del suelo
 θ = $\arctan[kh/(1-k_v)]$
 β = ángulo de inclinación del muro con la vertical (sentido negativo como se ilustra)
 δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo
 i = ángulo de inclinación del material de relleno con la horizontal

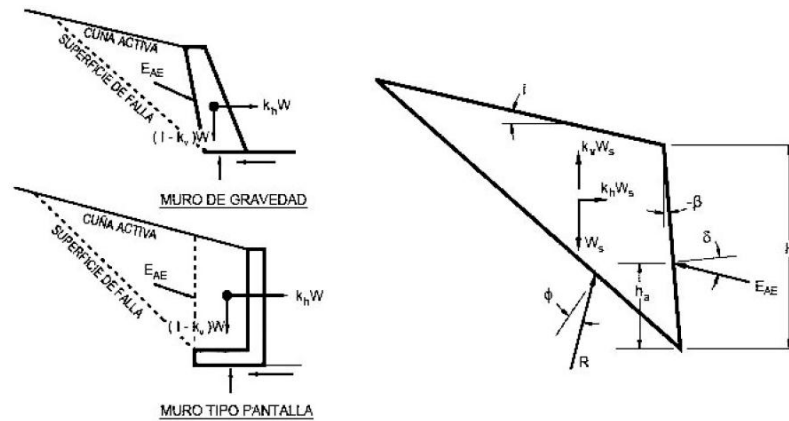


Figura 3. 21 Diagrama de fuerzas de cuña activa [2]

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a $H/3$ para un caso estático que no involucre efectos sísmicos.

La expresión para la fuerza pasiva actuando cuando el muro sufre el empuje del suelo es:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma_t (1 - k_v) H^2 \quad (\text{Ec 3.100})$$

Siendo el coeficiente de presión pasiva sísmica del terreno [6]:

$$k_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta + 1)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(1 - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{Ec 3.101})$$

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente de aceleración vertical, k_v , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal, k_h , se toma como:

$k_h = 0.5A$, para muros donde es posible movimientos horizontales de hasta aproximadamente 250A mm. (p.e.: muros de gravedad, en voladizo, etc.), y

$k_h = 1.5A$, para muros en que el desplazamiento horizontal es cero (p.e.: estribos integrales, muros anclados, etc.)

Siendo:

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal (% g)

– **Combinaciones de Cargas y Factores de Carga [2]**

Los estribos, pilas, estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de cargas aplicables especificadas en la Tabla 3.5.

- **MUROS DE ALA [2].-** Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente. Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

- **Drenaje [2].-** Se deberá proveer drenaje para los rellenos detrás de los estribos y muros de sostenimiento. Si no fuera posible proveer drenaje, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

- **PILAS DE PUENTE [2]**

- **Solicitaciones en las Pilas de Puente.-** Las pilas de puente se deberán diseñar de manera que transmitan a las fundaciones las cargas de la superestructura y las cargas que actúan sobre la propia pila. Las cargas y combinaciones de cargas deberán ser como se especifica en 3.1.

Protección de las Pilas

- **Colisiones.-** Si existe la posibilidad de que se produzca la colisión de vehículos carreteros o embarcaciones contra la pila se debería realizar un análisis de riesgos adecuado a fin de determinar el grado de resistencia al impacto a proveer y/o el sistema de protección adecuado.
- **Muros Parachoque .-** Los propietarios de un ferrocarril pueden requerir la construcción de muros parachoque si la pila se encuentra muy próxima al ferrocarril.

- **Socavación.-** Se deberá determinar el potencial de socavación y el diseño se deberá desarrollar de manera de minimizar las fallas atribuibles a esta condición.
- **Revestimiento del Borde de Ataque.-** Cuando corresponda el borde de ataque de la pila se deberá diseñar de manera que efectivamente rompa o desvíe el hielo o los acarreo flotantes.
- **MUROS TIPO PANTALLA [2].-** Se puede considerar el uso de muros tipo pantalla como soporte temporario y permanente de masas de suelo y roca estables e inestables. La factibilidad de utilizar un muro tipo pantalla en una ubicación determinada se deberá determinar analizando si las condiciones del suelo y la roca dentro de la profundidad embebida del elemento vertical es adecuada para soportar el muro.
 - **Cargas.-** Para el diseño de los muros tipo pantalla a los empujes laterales se les deberá aplicar el factor de carga correspondiente al empuje lateral del suelo (EH).
- **Seguridad contra las Fallas Estructurales [2]**
 - **Elementos Verticales del Muro.-** AASHTO LRFD Art. 11.8.5.1).- Los elementos de muro verticales se deberán diseñar para resistir todas las cargas debidas al empuje horizontal del suelo, las sobrecargas, la presión hidrostática y las cargas sísmicas.
 - **Revestimiento.-** El revestimiento se puede diseñar suponiendo apoyo simple entre los elementos, considerando o no la acción de arco del suelo. Si se utiliza un revestimiento de madera, éste deberá ser de madera de grado estructural tratada a presión.
 - **Capacidad de Carga.-** La capacidad de carga se deberá determinar asumiendo que todas las componentes verticales de las cargas se transfieren a la sección embebida de los elementos de muro vertical.
- **Condiciones de Carga Especiales [2]**
 - **Cargas Permanentes Concentradas.-** La distribución de tensiones dentro y detrás del muro resultante de las cargas concentradas aplicadas en el coronamiento del muro o detrás del muro se deberán determinar de acuerdo al peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios instalaciones, capa de rodadura y futuras sobrecargas

- **Cargas debidas al Tráfico.**-Las cargas debidas al tráfico se deberán tratar como sobrecargas uniformes de acuerdo con los criterios indicados en el [2]. La presión debida a la sobrecarga deberá ser mayor o igual que 600 mm de suelo. Los parapetos y barreras para el tráfico construidas sobre o en línea con la cara frontal del muro se deberán diseñar para resistir momentos de vuelco mediante su propia masa.
La o las capas superiores de refuerzos del suelo deberán tener suficiente capacidad de tracción para resistir una carga horizontal concentrada igual a γPH , siendo $PH = 4,45 \times 10^4$ N distribuida en una longitud de barrera igual a 1500 mm.
- **Presiones Hidrostáticas.**- Para el diseño de las estructuras construidas a lo largo de ríos y arroyos se deberá considerar una presión hidrostática diferencial mínima igual a 900 mm de columna de agua. Esta carga se deberá aplicar al nivel de aguas altas. Para el cálculo de la estabilidad interna y externa se deberán utilizar las densidades efectivas comenzando a niveles inmediatamente debajo del nivel de aplicación de la presión hidrostática diferencial.

3.1.6.DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES

- **ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA [2]**

- **Estado Límite de Resistencia.**- Los estados límites se aplican utilizando las combinaciones de cargas indicadas en la Tabla 3.5.
- **Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo.**- Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:
 - TL-1: (nivel de ensayo 1) Usado cuando las velocidades permitidas son bajas, calles de muy bajo volumen y baja velocidad.
 - TL-2: (nivel de ensayo 2) Paso de un menor número de vehículos pesados y velocidades reducidas.
 - TL-3: (nivel de ensayo 3) Carreteras principales de alta velocidad con presencia muy baja d vehículos pesados.
 - TL-4: (nivel de ensayo 4) Carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas, en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.
 - TL-5: (nivel de ensayo 5) Iguales aplicaciones que el nivel 4. Además cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones ó cuando las condiciones de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas. (Paso de vehículos de remolque).

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_T (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_V (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_T y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_V (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Tabla 3. 18 Niveles de ensayo para las barandas de puentes [2]

- **Diseño de las Protecciones Laterales** [2].- Un sistema de barandas y su conexión al tablero sólo podrá ser aprobado una vez que mediante ensayos de choque se haya determinado que son satisfactorios para el nivel de ensayo deseado.
 - **Altura del Parapeto o Baranda para Tráfico Vehicular.**- La mínima altura de un parapeto de hormigón de cara vertical deberá ser de 685 mm. La altura de otros tipos de barandas combinadas de metal y hormigón no deberá ser menor que 685 mm y se deberá demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado.
 - **Protecciones laterales para peatones.**- La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.
 - **Sobrecargas de Diseño** [2].- La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.
 - El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, PLL , en N, se deberá tomar como:

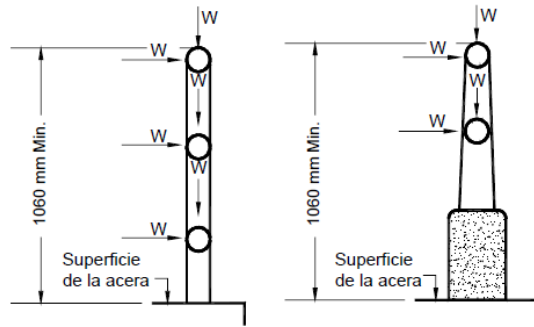


Figura 3. 22 Cargas que actúan sobre barandas para peatones [2]

$$PLL = 890 + 0,73 L \quad (\text{Ec 3.63})$$

L = separación entre postes (mm)

- **PROTECCIONES LATERALES PARA CICLISTAS.** .- La altura de las barandas para ciclistas no deberá ser menor que 1370 mm, medidos a partir de la cara superior de la superficie de rodamiento. La altura de las zonas superior e inferior de las barandas para ciclistas deberán ser de al menos 685 mm.

PROTECCIONES LATERALES COMBINADAS.- Entre otros factores, las variaciones del volumen de tráfico, velocidad, composición del tráfico, lineación de la carretera, actividades y condiciones debajo de la estructura se combinan para producir una gran variación en los requisitos de comportamiento de las barreras para tráfico vehicular.

- **FUERZAS DE DISEÑO PARA PROTECCIONES VEHICULARES** [2]

Se aplican el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas de servicio y resistencia (Tabla 3.5). La altura efectiva de la fuerza de vuelco de un vehículo se toma de la siguiente manera:

$$He = G - \frac{WB}{2F_t} \quad (\text{Ec 3.102})$$

Donde:

G = altura del centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente (mm)

W = peso del vehículo (N)

B = separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje, (mm)

F_t = fuerza transversal (N)

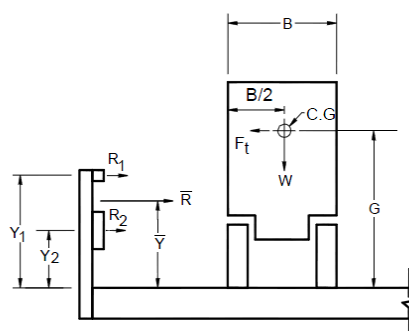


Figura 3. 23 Protecciones para tráfico vehicular [2]

Las vallas se deberán dimensionar de manera que:

$$R \geq F_t \quad (\text{Ec 3.103})$$

$$Y \geq H_e \quad (\text{Ec 3.104})$$

Para lo cual:

$$\bar{R} = \sum R_f \quad (\text{Ec 3.105})$$

$$\bar{R} = \frac{\sum (R_i / Y_i)}{\bar{R}} \quad (\text{Ec 3.106})$$

R_i = resistencia del riel (N)

Y_i = distancia desde el tablero del puente hasta el riel (mm).

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Tabla 3. 19 Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular. [2]

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS PROTECCIONES LATERALES [3]

- **Protección lateral vehicular de hormigón maciza o parapeto.**- La resistencia nominal del parapeto de hormigón armado frente a la carga transversal, R_w .

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{Ec 3.107})$$

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de influencia, L_c , se deberá tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{Ec 3.108})$$

Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{Ec 3.109})$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{Ec 3.110})$$

Donde:

F_t = fuerza transversal especificada en la Tabla 3.20 que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón (N)

H = altura del muro (mm)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F_t (mm)

R_w = resistencia transversal total de la baranda (N)

M_b = resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con M_w , si corresponde, en la parte superior del muro (N-mm)

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (N-mm/mm)

F_t = Fuerza transversal, actúa en la parte superior de un muro de hormigón (N). (Tabla 3.20)

H = Altura del muro (mm).

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de influencia (mm)

L_t = resistencia transversal total de la baranda (mm)

M_b = Capacidad última de momento de la viga en la parte superior del muro (N-mm).

M_c = Resistencia última a la flexión del muro respecto del eje horizontal (N-mm/mm)

M_w = Resistencia última a la flexión del muro respecto del eje vertical (N-mm/mm)

Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores, M_c y M_w no deberían variar significativamente con la altura del muro. En otros casos se debería realizar un análisis riguroso mediante líneas de fluencia.

- **Protecciones Laterales Formadas por Postes y Vigas.**- Para diseñar las barandas formadas por postes y vigas bajo condiciones de falla se deberán utilizar análisis inelásticos. Para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, N , impar:

$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_pL}{2NL - L_t} \quad (\text{Ec 3.111})$$

Para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, N , par:

$$R = \frac{16M_p + N^2P_pL}{2NL - L_t} \quad (\text{Ec 3.112})$$

Donde:

L = Separación entre postes ó longitud de un tramo simple (mm).

M_p = Resistencia inelástica ó para línea de influencia de todos los rieles que contribuyan a una rótula plástica. (N-mm).

P_p = Resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicado a una altura Y por encima del tablero (N).

R = Resistencia última total de la baranda, es decir su resistencia nominal (N).

L_t, L_L = Resistencia transversal de las fuerzas distribuidas debidas al impacto de vehículos, F_t y F_L (mm).

- **Parapeto de hormigón y riel metálico.**- La resistencia de cada elemento de un riel combinado se deberá determinar como se especifica en La AASHTO LRFD, resistencia del conjunto formado por el parapeto y el riel se deberá tomar como la menor de las resistencias determinadas para los dos modos de falla.

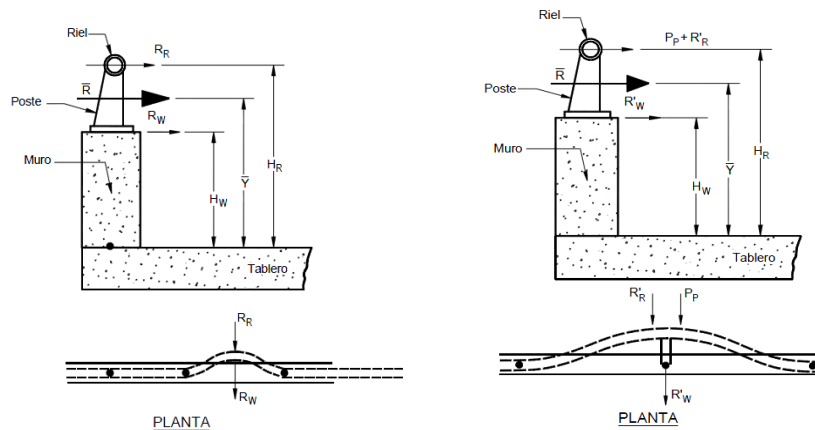


Figura 3. 24 Muro de hormigón con riel metálico: Impacto a la mitad y en el poste [2]

3.2. ESPECIFICACIONES PARA SUELDA DE ELEMENTOS DE PUENTES: CÓDIGO DE SOLDADURA DE PUENTES AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2002 (BRIDGE WELDING CODE).

- Este código contiene los requisitos de la AASHTO para la fabricación de puentes de carretera por soldadura con aceros al carbono y de baja aleación
- Esta especificación de soldadura de puentes debe ser usado conjuntamente con las especificaciones estándar para el diseño de puentes de carreteras o con las especificaciones para el diseño de puentes por el método LRFD, ambas del AASHTO.
- Esta especificación no se aplica para:
 - Aceros con esfuerzos de cedencia mínimos mayores que 690 MPa.
 - Recipientes y tuberías a presión.
 - Otros metales base diferentes a los aceros al carbono y de baja aleación.
 - Reparaciones de estructuras de tubería estructural.

Además, Las instrucciones de este código no son aplicables a la soldadura de metales con base de espesores menores a 3 mm.

PROCEDIMIENTO DE CALIFICACIÓN SEGÚN AWS D1.1

- **Variables de soldadura.**

- Metal base
- Proceso o método de soldado

- Detalles de las juntas soldadas que están diseñadas
 - Requerimientos del metal de aporte
 - Requerimiento para el precalentamiento y temperatura entre pases
 - Electrodo para el método de soldadura SAW
 - Diámetro máximo del electrodo para el método SMAW
 - Tipos de ensayos, posiciones de soldadura y ensayos no destructivos END.
- **Combinaciones Metal Base-Metal de Aporte.-** La norma AWS D1.5 para BRIDGE WELDING CODE, estipula que el material a usarse en construcciones metálicas, entre ellas Puentes de Uso Vial, debe cumplir los requisitos de composición, comportamiento y calidad.
 - **Proceso de Soldadura.**

El proceso SMAW involucra las siguientes variables:

- **Metal de aporte:** Tipo de electrodo, Diámetro del electrodo, Amperaje y voltaje, Diseño de la junta, Numero de pases, Posición, Temperatura de precalentamiento y temperatura entre pases, Progresión de la soldadura, Respaldo, Tratamiento térmico post soldadura
 - **Detalle de las juntas soldadas que se diseñan.-** Se toman en cuenta los requerimientos que se especifica en el código AWS D1.5 BRIDGE WELDING CODE para el cordón de soldadura y otros detalles para secciones no tubulares según sea el caso.
 - **Requerimientos para el precalentamiento y temperatura entre pases.-** El precalentamiento y temperatura entre pases debe ser lo suficiente para prevenir las fisuras.
- **TIPOS DE ENSAYOS PARA SOLDADURA**

SEGÚN LA POSICIÓN DE SOLDADURA.- Estos ensayos buscan determinar la calidad tanto en las propiedades mecánicas y la solidez de las juntas soldadas además el cumplir con los requerimientos del procedimiento de calificación:

- Para soldadura a Tope (ranura),
- Para soldaduras de filete,
- Posición de soldaduras,

Sobre placas: posición 1G (Plano), posición 2G (Horizontal), posición 3G (Vertical), posición 4G (Sobre cabeza).

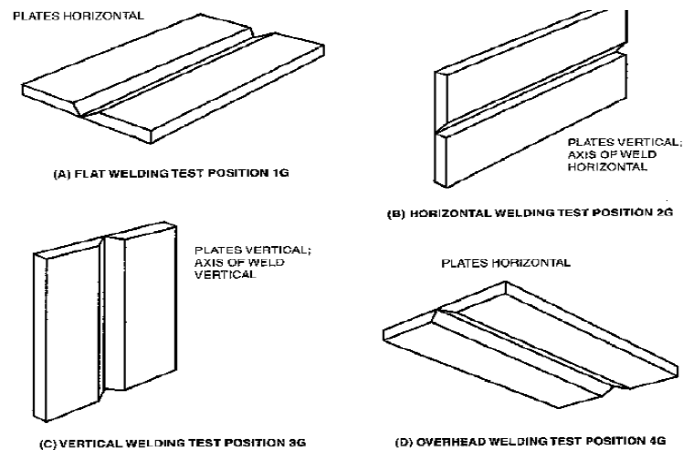


Figura 3. 25 Posición de las placas Código AWS D1.5

3.3. ESPECIFICACIONES ECUATORIANAS DE DISEÑO DE PUENTES

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES. (MTOP 2010)

Las especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes [18] han sido realizadas por el Ministerio de Obras Públicas del Ecuador con el fin de proveer a diseñadores, contratistas, ingenieros, arquitectos y demás personas vinculadas al campo de la construcción, una guía con los requerimientos mínimos para el diseño y construcción de caminos y puentes.

MEDIDAS GENERALES DE CONTROL AMBIENTAL

CONSTRUCCIÓN Y FUNCIONAMIENTO DE CAMPAMENTOS, BODEGAS Y TALLERES DE OBRA

Consiste en la construcción y equipamiento o amueblamiento de campamentos incluyendo oficinas, talleres, bodegas, puestos de primeros auxilios, comedores y viviendas para personal del Contratista, de acuerdo a los planos por él presentados y aprobados por el Fiscalizador.

- **MEDIDAS GENERALES DE CONTROL AMBIENTAL.**- A continuación se detallan las normas más importantes a tomar en cuenta.

Construcción Y Funcionamiento De Campamentos, Bodegas Y Talleres De Obra.- Son construcciones provisionales y obras conexas que el Contratista debe realizar con el fin de proporcionar alojamiento y comodidad para el desarrollo de las actividades de trabajo del personal técnico, administrativo (del Contratista y de la Fiscalización) y de obreros en general.

Caminos De Acceso.- Los caminos de acceso son caminos provisionales que se construyen para trasladar al personal a los sitios de trabajo, para el tránsito de vehículos y maquinaria del Contratista y de la Fiscalización, hacia los frentes de trabajo, fuentes de materiales e insumos u otros sitios dentro de la obra, buscando realizarlos con un presupuesto limitado y con restricciones en el desbroce, movimiento de tierras y afectación a cauces naturales.

Desvíos.- Los caminos de desvío que han de construirse se señalarán en los planos o por el Fiscalizador, y deberán tener las características de pendiente y alineamiento que permitan su utilización normal para el tránsito público.

Desvío Y Control De Fuentes De Abastecimiento De Agua.- El desvío y control de fuentes de abastecimiento, será entendido como el conjunto de obras provisionales o definitivas que se realizan en el área de influencia del proyecto, tales como ataguías, canales, túneles, etc. para desviar y controlar los cursos de agua durante el período de construcción de la obra, con el fin de que no interfiera con los trabajos o para emplearla en labores propias de la construcción en las que se necesita agua, por ejemplo: operaciones de compactación, curado, etc. y que no se paga en forma directa.

Recuperación Y Acopio De La Capa Vegetal.- Se entenderá por recuperación de la capa vegetal a las actividades tendientes a la remoción de las capas superficiales de terreno natural, cuyo material no sea aprovechable para la construcción, que se encuentran localizados sobre los sitios donde se implantarán obras conexas con la obra vial como campamentos, patios de maquinarias, bodegas, bancos de préstamos, etc. y que una vez terminada la obra vial deberán ser restaurados.

Instalación Y Operación De Plantas De Asfalto.- La actividad indicada genera una serie de severas afectaciones a la salud humana y al ambiente que la rodea, pues a través del ruido y emisión de partículas y gases provenientes del horno de mezcla del material pétreo con el asfalto, los efectos ambientales pueden impactar negativamente en los trabajadores de la propia obra y en los pobladores de las localidades cercanas.

Seguridad Industrial Y Salud Ocupacional.- La seguridad industrial es el conjunto de normas de prevención y control que el Contratista debe implementar en cada uno de sus frentes

de trabajo e instalaciones a fin de evitar la ocurrencia riesgos y accidentes de trabajo. La salud ocupacional, previene la generación de enfermedades profesionales, consideradas graves y que son resultado de efectuar labores en un ambiente de trabajo inadecuado.

- **MOVIMIENTO DE TIERRAS**

Operaciones Preliminares.- Este trabajo consistirá en la eliminación y remoción de obstáculos, muros, pavimentos, construcciones misceláneas de hormigón, puentes y la limpieza y desbroce de vegetación.

Desbroce, Desbosque Y Limpieza.- Este trabajo consistirá en despejar el terreno necesario para llevar a cabo la obra contratada de acuerdo con las presentes Especificaciones y los demás documentos contractuales.

Excavación De Préstamo.- La excavación de préstamo consistirá en la excavación, transporte e incorporación en la obra de material apto para la construcción de terraplenes y rellenos, cuando no se pueda obtener la cantidad suficiente de material de excavación dentro de los límites fijados para la plataforma, canales zanjias y estructuras.

Terraplenado.- Este trabajo consistirá en la construcción de terraplenes para caminos por medio de la colocación de materiales aprobados provenientes de los cortes y, de ser requerido, de las zonas de préstamo; se formarán capas debidamente emparejadas, hidratadas u oreadas y compactadas, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador.

Excavación Y Relleno Para Estructuras.- Este trabajo consistirá en la excavación en cualquier tipo de terreno y cualquier condición de trabajo necesario para la construcción de cimentaciones de puentes y otras estructuras, además de la excavación de zanjias para la instalación de alcantarillas, tuberías y otras obras de arte. También incluirá cualquier otra excavación designada en los documentos contractuales como excavación estructural; así como el control y evacuación de agua, construcción y remoción de tablestacas, apuntalamiento, arriostramiento, ataguías y otras instalaciones necesarias para la debida ejecución del trabajo.

Material De Préstamo.- Esta sección complementa las actividades de construcción y mantenimiento viales prescritas en las secciones 304 y 305 de las Especificaciones MOP-001-F-2000, que generalmente conllevan un movimiento de volúmenes de tierra que

generan un tráfico intenso de maquinaria pesada, generación de polvo e inicio de potenciales procesos erosivos en las zonas de préstamo lateral, entre los principales.

Fuentes De Materiales.- Trata sobre los criterios y tareas de carácter ambiental a implementarse en la fase preparatoria, fase de explotación y fase de abandono de las fuentes de materiales o canteras que sirven de aprovisionamiento de materiales para la construcción, rehabilitación o mantenimiento de obras viales.

- **ESTRUCTURAS**

Pilotes Y Tablestacas.- Este trabajo consistirá en la fabricación, suministro, hincado u hormigonado, en el lugar, de pilotes o tablestacas, de acuerdo con las presentes especificaciones y los detalles señalados en los planos y disposiciones especiales.

Hormigón Estructural.- Este trabajo consistirá en el suministro, puesta en obra, terminado y curado del hormigón en puentes, alcantarillas de cajón, muros de ala y de cabecial, muros de contención, sumideros, tomas y otras estructuras de hormigón en concordancia con estas especificaciones, de acuerdo con los requerimientos de los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador.

Acero De Refuerzo.- Este trabajo consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo para hormigón de la clase, tipo y dimensiones señalados en los documentos contractuales.

Estructuras De Acero.- Este trabajo consistirá en la construcción de estructuras de acero, de acuerdo a los detalles indicados en los planos, en la forma establecida en estas especificaciones y en las disposiciones especiales.

Pintura Para Estructuras.- Este trabajo consistirá en la pintura para estructuras nuevas y la repintada de las instalaciones ya existentes, de acuerdo con los requisitos previstos en los documentos contractuales y las instrucciones del Fiscalizador. El tipo y color de pintura a ser aplicada se indicarán en los planos o en las disposiciones especiales; las características de la pintura utilizada estarán de acuerdo con lo especificado en la Sección 826 de las presentes especificaciones.

Mampostería Y Muros De Gaviones.- Este trabajo consistirá en la construcción de elementos estructurales conformados por piedras labradas, tendidas en hileras regulares, unidas con mortero de cemento, de acuerdo con lo previsto en los documentos contractuales y lo ordenado por el Fiscalizador.

- **INSTALACIONES DE DRENAJE Y ALCANTARILLADO**

Alcantarillas De Tubo De Hormigón Armado.- Este trabajo consistirá en el suministro e instalación de alcantarillas, sifones y otros conductos de tubería de hormigón armado de las clases, tamaños y dimensiones estipulados en los documentos contractuales.

Alcantarillas De Tubo De Metal Corrugado.- Este trabajo consistirá en el suministro e instalación de alcantarillas, sifones, tubos ranurados y otros conductos o drenes con tubos o arcos de metal corrugado de los tamaños, tipos, calibre, espesores y dimensiones indicados en los planos, y de acuerdo con las presentes especificaciones. Serán colocados en los lugares con el alineamiento y pendiente señalados en los planos o fijados por el Fiscalizador.

Alcantarillas De Laminas De Acero Estructural.- Este trabajo consistirá en el suministro, ensamblaje e instalación de alcantarillas de tubo circular y ovalado, y alcantarillas en arco, formadas por láminas estructurales y de los tamaños, espesores y dimensiones indicados en los planos.

Alcantarillas De Tubo De Pvc.- Este trabajo consistirá en el suministro e instalación de alcantarillas y otros conductos de tubería de PVC, de las clases, tamaños y dimensiones estipulados en los documentos contractuales. Serán instalados en los lugares señalados en los planos o fijados por el Fiscalizador, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los alineamientos y pendientes indicados.

Desagües De La Calzada.- Este trabajo consistirá en la construcción de desagües especiales que comprenderán sumideros, vertederos y tubos de bajada con sus obras conexas, para evacuar el agua de la superficie de la calzada y conducirla hacia las cunetas laterales de manera tal que se evite la erosión de la obra básica, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los alineamientos, pendientes y dimensiones fijados en los planos o indicados por el Fiscalizador.

Aceras Y Bordillos De Hormigón.- Este trabajo consistirá en la construcción de aceras, bordillos de hormigón, pavimentación de islas divisorias y entradas particulares, de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los detalles indicados en los planos o fijados por el Fiscalizador. También comprenderá la construcción de bordillos y cunetas combinados.

3.3.1.DISEÑO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO (RTE INEN 037:2009)

Este Reglamento Técnico Ecuatoriano establece los requisitos que debe cumplir el diseño, fabricación y montaje de los distintos tipos de estructuras elaboradas a partir de acero, también tiene como finalidad prevenir los riesgos de seguridad y la vida de las personas, de los animales y vegetales, el ambiente y la propiedad, y las prácticas engañosas que puedan inducir a errores de los usuarios.

Estructuras de acero para puentes vehiculares. Estas especificaciones se aplican a todas las estructuras de acero para puentes vehiculares.

Las consideraciones de cargas de diseño, tales como:

- Tipos de carga.
- Combinaciones de carga.
- Distribuciones de carga.

Adicionalmente se permite la utilización de aceros aceptados en la especificación AASHTO.

- *Pernos, varillas:* ASTM A108. Grados 1016 a 1030, ASTM A668/A668M, Grados C, D, F y G, ASTM A240/A240M, ASTM A276.
- *Pernos.* Deben cumplir con al menos una de las especificaciones del de las siguientes: ASTM A307, ASTM A325 M, ASTM A490 M, ASTM A502.
- *Electrodos de soldadura.* Los electrodos, el material de aporte y fundentes utilizados deben cumplir con las especificaciones indicadas en el Reglamento Técnico Ecuatoriano RTE INEN 040[10]
- *Acero colado y hierro dúctil.* Deben cumplir con al menos una de las especificaciones siguientes: ASTM A27/A27M, ASTM A536, ASTM A743/A743M. Adicionalmente se permite la utilización de aceros aceptados en la especificación AASHTO.
- *Hierro fundido.* Deben cumplir con la especificación AASHTO M 105 clase 30

Requisitos de soldadura. Los materiales, procedimientos, ensayos, calificaciones y certificaciones deberán cumplir con los requisitos indicados en el RTE INEN 040. [10]

Las superficies de las estructuras deben ser protegidas contra efectos externos, tales como humedad, salinidad, abrasión, etc.; para retardar los efectos de la corrosión, entre otros.

- La protección superficial debe realizarse de acuerdo a las especificaciones del Código de Prácticas estándar de la AISC y el apéndice E de la especificación AISC.

- Los procedimientos de protección superficial establecidos por el diseñador deben cumplir las normas INEN, SSPC o ASTM aplicables.
- Las superficies situadas a 50 milímetros de cualquier parte donde se depositen soldaduras de campo, deben estar libres de sustancias que puedan impedir una soldadura correcta o produzcan emanaciones tóxicas durante la ejecución de la soldadura.

Fabricación y montaje de estructuras de acero.

- Las estructuras fabricadas con miembros no conformados en frío deben cumplir con los requisitos especificados en el Código de prácticas estándar para edificios y puentes de acero de la AISC.
- Las estructuras fabricadas con elementos conformados en frío deben cumplir con los requisitos especificados en el Código de prácticas estándar para estructuras de acero estructural conformado en frío de la AISI.

4. ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE

4.1. ESTUDIOS PRELIMINARES

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOP) ha realizado los siguientes estudios preliminares relacionados con el diseño del puente sobre la Quebrada Grande del acceso norte de la ciudad de Ibarra (Imbabura) entre los cuales constan:

- Estudios Topográficos (Anexo 1),
- Estudios Hidrológicos e Hidráulicos (Anexo 2),
- Estudios Geológicos (Anexo 3),
- Estudios de Riesgo Sísmico, (Anexo 3),

Debido a que el MTOP no contaba con el estudio de impacto ambiental, procedimos a hacer un estudio del mismo.

- Estudios de Impacto Ambiental.

Todos estos estudios los cuales determinarán en primera instancia la generación el estudio de las alternativas del proyecto, para luego una vez estudiadas y en función del análisis del su economía costo de construcción y mantenimiento, vida útil, costos de mantenimiento y métodos constructivos se elegirá la alternativa más completa y conveniente.

4.1.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

En el diseño de cualquier puente, la topografía del terreno constituye un factor determinante en la selección de la luz de cálculo y de la estructura del mismo.

El estudio topográfico realizado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOP) para el diseño del puente sobre la Quebrada Grande se concentra en una franja topográfica de un largo de 80 m a cada lado de las márgenes de la quebrada Grande sobre el eje de la vía y ancho total de 100 m, con curvas de nivel a cada metro.

En el plano topográfico se observa que en la margen izquierda existen terrazas con pendientes de entre 0 – 7 %; la terraza de la margen izquierda es más baja que la de la margen derecha con un desnivel aproximado de 1,5 m.

Por tanto se considera conveniente la construcción de un puente de 23,00 m de ancho y 85 m de luz, que se inicia en la abscisa 0+360, y termina en la abscisa 0+445, con una estructura de vigas simplemente apoyadas de dos vanos y una pila en la abscisa 0+402,50.

Del levantamiento altimétrico del eje del puente, se establece una cota de rasante del proyecto de 2520 m.s.n.m. con una pendiente del 0.0 %.

4.1.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE HIDRÁULICA

La información meteorológica utilizada por el MTOP, fue proporcionada por el INAMHI y se basa en el Estudio *de Lluvias Intensas* (ver Anexo 2).

Según esa publicación, el territorio, continental ecuatoriano ha sido dividido en 35 zonas homogéneas desde el punto de vista de las características de los aguaceros y por tanto el sitio de implantación del puente en estudio pertenece a la Zona N° 11, que comprende la ciudad de Ibarra.

En el cuadro 4.1 se resumen los principales parámetros, correspondientes a la cuenca hidrológica del sitio de implantación del puente sobre la Quebrada Grande (Ibarra):

Donde:

A: Área de la cuenca en km.

P: perímetro de la cuenca en km.

L: Longitud del cauce principal en km.

Ht: Altitud máxima del curso de agua más largo en m.

Hmáx: Altitud máxima del curso de la cuenca hidrográfica en m.

Hmín: Altitud mínima del curso de la cuenca hidrográfica en m.

Hc: Desnivel Crítico del cauce en m.

Sc: Pendiente de la cuenca en m/m.

CUENCA	A km ²	P km	L km	Ht m	Hmáx m	Hmín m	Hc m	Sc m/m
Qda. Grande	3.5	9.0	3.6	560	3300	2520	453.3	0.1259

Cuadro 4. 1. Parámetros Físicos Morfométricos

En el **Anexo 2** se hace constar el gráfico de Desnivel Crítico del Cause Hc, que corresponde al valor del eje “y” de la línea recta que balancea las áreas en el perfil del cauce

Tiempo de concentración.- Se obtiene mediante la fórmula de Kirpich. Su expresión de cálculo es la que se indica a continuación.

$$T_c = \left[0,87 \frac{L^3}{H_c} \right]^{0,385} \quad (\text{Ec.4.71})$$

En donde:

Tc: Tiempo de Concentración en horas

L: Longitud del río en Km.

Hc: Densivel Crítico en m.

De la fórmula analizada el MTOP obtuvo el siguiente resultado:

$$T_c = 23,7 \text{ min} = 0,39 \text{ horas}$$

La diferencia de tiempo dt, que se utiliza en los histogramas de precipitación e histogramas de caudales de diseño es:

$$dt = 4,7 \text{ min} = 0,08 \text{ horas}$$

Recurrencia de diseño.- El periodo de retorno o recurrencia de diseño escogido, se basa en un coeficiente de riesgo R que depende de factores socioeconómicos, de impacto o vulnerabilidad y de diseño que influyen en la vida o importancia de la obra, según se indica a continuación:

Coeficiente de riesgo	Tr (años)
$10.0 < C < 16.7$	25
$16.7 < C < 23.3$	50
$23.3 < C < 30.0$	100

Cuadro 4. 2. Coeficiente de riesgo

El MTOP en la revisión del Estudio *de Lluvias Intensas* propone una matriz para el cálculo del coeficiente de riesgo, la cual se basa en la ponderación cuantitativa y cualitativa, de diferentes factores. La aplicación de dicha matriz en el presente estudio, conduce a la obtención de los siguientes resultados.

Factor	Coeficientes			Sitio del Puente
	1	2	3	
Daños a la carretera	Bajo	Mediano	Alto	3
Daños fuera de la carretera	Bajo	Mediano	Alto	1
Pérdida potencial de vidas	Bajo	Mediano	Alto	1
Altura de terraplén de acceso	<6	6-15 m	>15 m	2
Costo de reposición	Bajo	Mediano	Alto	3
Tráfico promedio diario (TPDA)	<100	100	>750	1
Existencia caminos alternativos	Sí	Poca	Ninguna	1
Número de crecidas registradas	Ninguna	Una	Varias	3
Impacto Económico	Bajo	Mediano	Alto	2
Otros (defensa, sanidad, etc.)	No	Tal vez	Sí	3
C				20

Tabla 4. 1. Factores para el cálculo del período de recurrencia de la cuenca hidrológica en el sitio de implantación del Puente sobre la Qda. Grande

Los cuales junto con el análisis de algunos factores socioeconómicos (Tabla 4.1) hacen que el MTOP concluya que el período de recurrencia (C) corresponde a un valor de 20

$$C=20$$

Periodo de Retorno (Tr)

$$Tr= 50 \text{ años}$$

En la actualidad el MTOP recomienda que el diseño de cualquier puente nuevo de carretera se realice considerando períodos de retorno de 100 años; por lo tanto el diseño definitivo del puente sobre la Quebrada Grande de Ibarra se debe efectuará para un período de recurrencia de 100 años.

PARÁMETROS CLIMÁTICOS

Los parámetros climáticos característicos de la zona 11, determinados en la estación meteorológica del Aeropuerto de Ibarra, que se consideran representativos para la cuencas hidrográfica del proyecto son los siguientes:

Humedad Atmosférica.- En el sector de implantación del puente, la media de humedad anual es del 81%. Los valores de humedad fluctúan en íntima relación con los periodos de la época lluviosa.

Nubosidad.- la nubosidad en el sector tiene valores que oscilan entre el 23 % y 33 %, en los meses de marzo-abril y julio, respectivamente.

Temperatura Del Aire.- La temperatura media de la zona tiene poca o ninguna variación. En la ciudad de Ibarra se tiene una media de 15.8 ° C.

Insolación.- La cantidad de horas con brillo solar que inciden en el área de estudio corresponden a valores anuales del 39%.

Viento.- El valor medio anual de la velocidad del viento es de 4,6 km/h y el mínimo en abril con un valor de 3,5 km/h.

Precipitación.- El total anual de precipitación lluviosa en la ciudad de Ibarra alcanza los 635,5 mm anuales, considerándose una zona seca de país.

En el sitio de implantación del proyecto, los máximos se ubican en abril y noviembre, mientras Los mínimos se presentan de junio a septiembre.

Régimen hidrológico.- Los caudales máximos en la Quebrada Grande ocurren entre febrero y abril y los mínimos provenientes del aporte de las aguas subterráneas entre julio y agosto.

Caudal máximo de crecida: para un Coeficiente de escorrentía $C=0.385$, una Intensidad de precipitación lluviosa de $I = 67.40$ mm/hora y un Área de la cuenca $A = 5.75$ km² el caudal máximo es de $Q_{\text{máx}100} = 39.4$ m³/s

NIVEL DE MÁXIMA CRECIDA

En el estudio Hidrológico realizado por el MTOP (Anexo 2) se define una sección transversal en el sitio de implantación del puente sobre la Quebrada Grande con una pendiente de $J = 0,07\%$ y rugosidad del lecho y taludes del cauce $n=0,035$, que corresponde a un lecho con escurrimiento permanente, poca vegetación y cauce definido.

Con esta información el nivel que alcanza la máxima crecida es igual a $N_{100} = 2503,6$

Rasante: Se establece que con un gálibo de mínimo 2m, y asumiendo una altura estructural de la superestructura del puente de 2 m, entonces la cota de la rasante mínima del puente es: **Cota Rasante = 2503,6 m**

Adicionalmente los valores del área hidráulica, la velocidad de flujo y el ancho del río, para la crecida de diseño son respectivamente:

- **Área Hidráulica** = 6,78 m²
- **Velocidad de la Crecida** = 5,81 m/s
- **Ancho de la Sección** = 8,0 m

Luz del puente: con los datos arriba obtenidos y considerando un periodo de retorno de 100 años, el N° **Froude** encontrado es igual a **2,02**, el cual corresponde al caso de flujo en crecidas supercrítico lo cual conduce a la recomendación de no estrechar la sección hidráulica ni construir elementos estructurales en el cauce, por tanto la **Luz mínima del Puente** está entre los **48,0 m y 61,0 m**

SOCAVACIÓN GENERAL DEL CAUCE: El nivel de socavación máxima teórica alcanza un **Nivel de Socavación Máximo** = 1,20 m en la **Abscisa** = 0 + 421 m que corresponde a la **Cota** = 2501,42 m

El estudio realizado por el MTOP del Ecuador concluye que el valor mínimo de la cota de cimentación, por consideraciones hidráulicas debe ser de 2501 m, la que podría variar, en función del tipo de suelo que se encuentre en los sitios de cimentación de los estribos del puente.

4.1.3. ESTUDIO DE SUELOS Y MATERIALES

Parte de la investigación se basa en el estudio geofísico y en las aplicaciones de las teorías de mecánicas de suelos y rocas, y, tiene como objetivo recomendar el tipo de cimentación apropiado a la estructura a construir y a las características del subsuelo encontrado; recomendar los niveles de cimentación, la capacidad admisible de carga para el diseño, y proporcionar los parámetros geotécnicos para la evaluación de empujes de tierras sobre las pantallas de los estribos y muros.

El estudio de suelos y materiales realizado (Anexo 3) proporciona los siguientes resultados:

DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA

Los terrenos donde se implantará el puente están constituidos por materiales cuaternarios y precámbricos con las siguientes características:

- **MATERIALES CUATERNARIOS**

Aluviales de cauce.- material suelto que se relaciona con los depósitos sedimentarios, litológicamente constituidas por gravas con arena, cantos y bloques.

Flujos de lodo.- Constituido por arena gravosa, grava arenosa con limo, cantos y bloques, forma un plano subhorizontal y se encuentran cubiertas por una capa de ceniza volcánica consistente en limos grises amarillentos, en la margen derecha estos flujos están cubiertos por coluvios.

Flujos piroclásticos.- Son el producto de caídas explosivas secuenciales de domos del volcán Imbabura y se presentan como secuencias de estratos métricos de arenas limosas con gravas y presencia de cantos, ocasionalmente bloques. Los fragmentos son de dureza media, el espesor de esta unidad es de más de 100 m., las paredes que forman el encañonado con acantilados de más de 25 m. de altura.

- **MATERIALES PALEOZOICOS**

Están representados por rocas metamórficas constituidos por gruesas secuencias de esquistos con moscovita y biotita del Paleozoico y una secuencia de esquistos micáceos y cloríticos (Grupo Llanganates), la mayoría del fracturamiento es el resultado de la orogenia Andina, el sector está parcialmente cubierto por rocas volcánicas cuaternarias lavas y sedimentos (cangahua), los mismos que son discordantes con las rocas metamórficas subyacentes.

DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA

La zona donde se implantará la estructura se localiza en un sistema de valle con pendientes planas, de material suelto altamente erosivo, la presencia del agua, ha formado acantilados grandes del orden de los 30 m.

RIESGOS

Entre los riesgos que pueden afectar a la obra es de anotar: movimientos en masa, avalanchas de lodos y rocas, producto del represamiento en las cimas o partes altas de la montaña favorecidos por la pendiente fuerte.

Otro factor de riesgo es el sísmico por la naturaleza estructural del país, que se localiza en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una zona de naturaleza potencialmente activa.

A. Exploración Geofísica (Sísmica De Refracción)

La exploración se realiza en dos perfiles sísmicos de 110 m con direcciones aproximadas N 30° E y N 25° E, localizados en la margen derecha e izquierda respectivamente, con geófonos cada 5 metros que determinan en la Quebrada Grande en el sitio de implantación del puente:

- Una primera capa caracterizada por una velocidad entre 400 m/s a 624 m/s, que corresponde a suelo de cobertura incluyendo la capa vegetal con profundidades que varían entre 1,2 m a 3 m en la margen derecha y 4,7 m a 8,5 m en la izquierda.

- Un segundo medio que presenta una velocidad de 847 m/s y 1000 m/s constituido probablemente por materiales limosos, con profundidades que varían entre 8,5 y 10 m.

En lo que se refiere a los resultados de la onda transversal V_s , ésta es igual a 152 m/s para el primer medio y 550 m/s para el segundo, en la margen derecha y 300 m/s y 620 m/s en la izquierda, valores que serán utilizados para lo cual permite obtener los siguientes parámetros elásticos:

CAPA	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	γ' (ton/m ³)	G (ton/m ²)	Edin. (ton/m ²)	Edin (kg/cm ²)
1	400	152	0,416	0,60	1,422.07	4,026.22	402,62
2	847	550	0,135	0,74	22,879.05	51,956.59	5,195.66

Cuadro 4. 3. Características del suelo - Margen Derecha

CAPA	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	γ' (ton/m ³)	G (ton/m ²)	Edin. (ton/m ²)	Edin (kg/cm ²)
1	624	300	0,350	0,68	6,232.93	16,825.01	1,682.50
2	1000	620	0,188	0,78	30,571.62	72,624.97	7,262.50

Cuadro 4. 4. Características del suelo - Margen Izquierda

Edin (kg/cm ²)	Edinmax (kg/cm ²)	0,97	Eest. (kg/cm ²)	Edef (kg/cm ²)
5,195.66	1,300,000.00	0,97	2,313.40	174,10
7,262.50	1,300,000.00	0,97	3,390.04	22,55

Cuadro 4. 5. Módulo estático y deformación

Cota de Cimentación.- Del Estudio Geofísico realizado por la MTOP (Anexo 3) se concluye que:

- Los estribos deben ubicarse en la cota de cimentación 2.511,50 m.s.n.m. para los estribos izquierdo y derecho, y 2.501,06 m.s.n.m. para la pila; una vez construidas las zapatas de los estribos y realizado los rellenos se debe garantizar una profundidad de desplante mínima en la

margen derecha $D_f = 6,46$ m. y en la margen izquierda $D_f = 8,93$ m. y para la pila $D_f = 6,16$ m medidos desde la superficie del relleno hasta la cota de cimentación.

- Tipo de Cimentación.- Las zapatas de los estribos serán de sección rectangular, el largo igual al ancho del puente y un ancho (B) del orden del 50% al 70% de la altura de los estribos aproximadamente.
- La relación D_f/B que define el tipo de cimentación en este caso es < 1 , lo que implica una cimentación superficial, ya que la capacidad de carga que es función del ancho B se considera que varía desde 4 hasta 7 m.

Parámetros de suelo de Cimentación

El módulo de deformación:

$$E_{def} = 0,045 \quad E_{est} + 70$$

Capacidad de carga

El MTOP recomienda un $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$

Empuje de Tierras

Se recomienda usar materiales tipo mejoramiento o sub base clase 3 que compactados pueden proporcionar los siguientes parámetros geotécnicos:

$$\Phi = 30^\circ \quad \gamma = 1.70 \text{ Ton/m}^3$$

Fuente de Materiales

- Los materiales para la construcción del puente y sus accesos, se pueden extraer de los depósitos fluviales de la mina quebrada El Laurel. La distancia hasta el puente es de $\pm 6,90$ km.
- La Margen Derecha está conformada de arriba hacia abajo por un depósito coluvial constituido de arena limosa, gravas, cantos y bloques; luego se tiene a la ceniza volcánica que está conformada por limos con arena y bajo estos se aprecia al flujo de lodo constituido por arenas gravosas y arenosas, limos, cantos, la compacidad de esta capa varía de media a densa.
- La Margen Izquierda está conformada de arriba hacia abajo por ceniza volcánica constituida por limos arenosos, luego aparece un flujo de lodo constituido por arenas limosas, grava arenosa, limos y cantos, caracterizada por una capacidad suelta; para finalmente encontrar al mismo flujo pero de compacidad media.

- Los estribos y la pila se apoyarán sobre la segunda capa que corresponde al estrato de flujos de lodo de compacidad media a densa.
- Los estribos tendrán una profundidad de desplante mínima $D_f = 6,46 \text{ m.}$ y $8,93 \text{ m.}$, medida desde el relleno realizado sobre los cimientos hasta el nivel de cimentación.
- Las cotas de cimentación serán $2.511,50 \text{ m.s.n.m.}$ para las márgenes derechas e izquierda, y la cota de cimentación para la pila será de $2.501,06 \text{ m.s.n.m.}$
- Los cimientos son superficiales y de sección rectangular, podrán ser diseñados con capacidad de carga admisible neta del orden de $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$.
- Los taludes de inclinación para las excavaciones de los estribos serán $1\text{H}:2\text{V}$.
- En la cota de cimentación para las dos márgenes hacia abajo se recomienda construir una capa de hormigón ciclópeo de $0,20 \text{ m.}$ de espesor a fin de uniformizar el contacto del cimiento con los materiales de los flujos de lodo piroclásticos.

4.1.4. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO

Del estudio de riesgo sísmico realizado para todo el país se concluye que como el sitio del Proyecto se encuentra en la ciudad de Ibarra, por tanto pertenece a la zona IV de riesgo sísmico según el Código Ecuatoriano de la Construcción (Fig. 4.1) que es la de mayor peligro sísmico (factor $Z=0,4$) (Anexo 3).

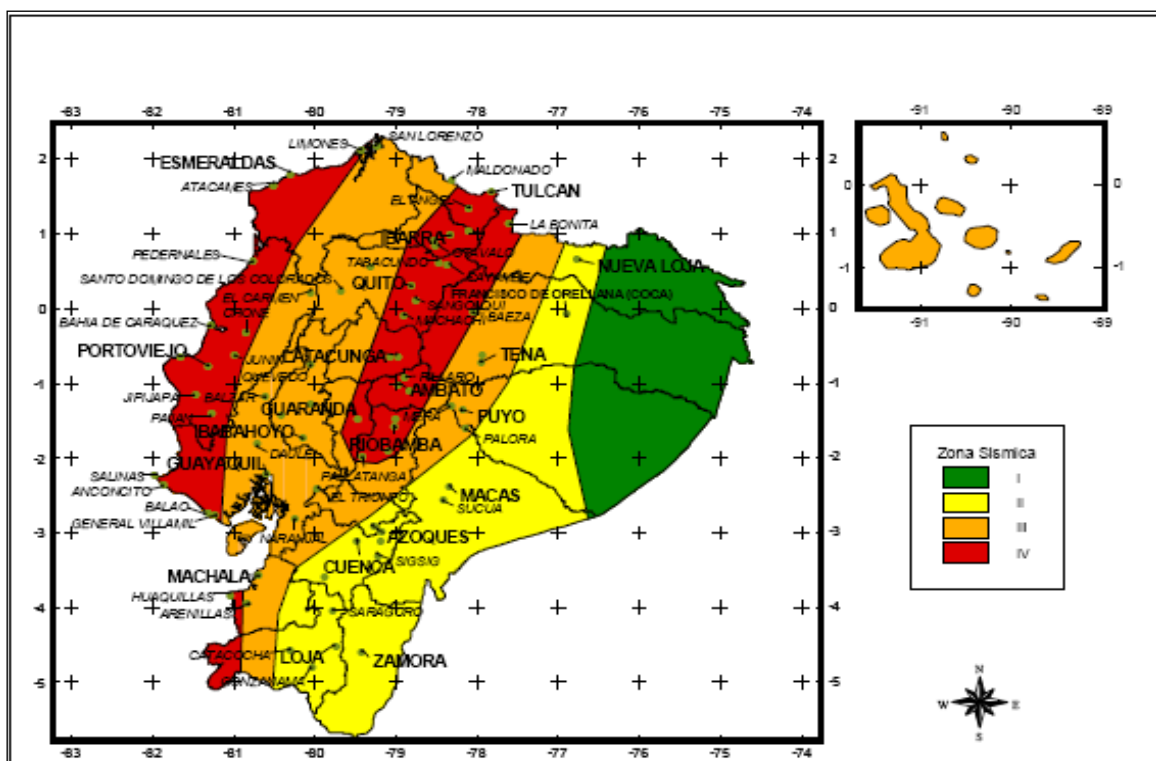


Figura 4. 1 Ecuador Zonas sísmicas para propósitos de diseño [10]

4.1.5. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

Por falta de información por parte del Ministerio de Transporte y Obras Públicas se realizó la Evaluación de Impacto Ambiental con la finalidad de determinar la interrelación Proyecto - Ambiente, tomando en cuenta la capacidad de afectación del proyecto hacia los elementos ambientales, y a su vez, el potencial de respuesta del medio hacia el proyecto.

Los objetivos que persigue el estudio mencionado se pueden resumir de la siguiente manera:

- Realizar el análisis ambiental que permita identificar y valorar los impactos negativos y positivos que puedan ocurrir en el medio, como consecuencia de la implementación del proyecto.
- Definir las medidas para prevenir, controlar o mitigar los impactos negativos que causará el proyecto en las fases de construcción y operación.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

MARCO LEGAL

El marco legal que está vigente tanto en el ámbito nacional, como en el regional y local está constituido por leyes, decretos ejecutivos, acuerdos ministeriales, reglamentos y ordenanzas las mismas que se deberán cumplir en la construcción de obras civiles, con la finalidad de cuidar y preservar el medio ambiente, entre dichas leyes tenemos:

- Ley de Caminos y sus reglamentos,
- Ley de Tránsito y Transporte Terrestre,
- Ley de Gestión Ambiental,
- Ley de Aguas,
- Código de la Salud,
- Código de trabajo,
- Ley de Régimen Provincial,
- Ley de Minería.

ACCESO

Desde el cantón Ibarra, el acceso se lo efectúa por la avenida Atahualpa en dirección al noroeste, hasta llegar a la población de San Luis, desde aquí se recorren aproximadamente 3 Km. en dirección al oeste, cerca de la Cantera los Reyes.

DIAGNÓSTICO DE LOS COMPONENTES AMBIENTALES

En esta etapa se detalla una información completa sobre las características de la zona del proyecto, en cada una de las disciplinas que intervienen en el estudio, es decir los componentes y elementos del medio ambiente, con el objeto de tener una clara visión de lo que existe y los cambios que podrían ocurrir a partir de la presencia del proyecto en el sitio. Entre los cuales mencionamos los siguientes:

– MEDIO FÍSICO

- Clima,
- Precipitación,
- Temperatura,
- Geología de la zona,
- Geomorfología,
- Acción antrópica,
- Erosión,
- Tectónica,
- Fuentes de materiales para la construcción.

– MEDIO BIÓTICO

- Flora,
- Fauna,
- Población.

– ENTORNO SOCIO ECONÓMICO

- Población total del cantón,
- Población por áreas económicamente activa.- población en el área de influencia del proyecto,
- Población en el área de influencia directa,
- Salud,
- Educación,
- Viviendas,
- Servicios básicos en el área de influencia directa,
- Vías de comunicación y transporte.

USO DEL SUELO

En la sierra, el Bosque Seco Montano Bajo se encuentra desprovisto de su cubierta vegetal natural; sin embargo, como plantas representativas se pueden citar al Nogal, Chinchín, Sigse y Cholan.

Los terrenos de la población de la ciudad de Ibarra, corresponden a suelos de relieve plano aptos para uso fácil en cultivos. Las áreas correspondientes a las antiguas llanuras presentan las mejores perspectivas para la agricultura y ganadería.

La clasificación de capacidad de uso es de IV y V, apta para pastos y cultivos adaptables al clima. Son principalmente maíz, soya, cítricos, cebada, frijol, papas, maní, aguacate, tomate de riñón, pimienta entre otros.

USO DEL AGUA

El análisis sobre el recurso agua tiene gran relevancia, dado que este recurso está íntimamente relacionado con el resto de elementos del medio, tanto porque aquellos determinan su existencia (el clima, la cobertura vegetal, el uso del suelo) o porque el agua incide en su desarrollo y existencia (suelo, flora, fauna, actividades humanas, otros.). En general, el agua condiciona la calidad, capacidad y tipo de usos del territorio, y en esencia la existencia de la vida.

El agua de la provincia es dulce, donde el 30% corresponde a acuíferos y arroyos y el 70% corresponde a cuencas hidrográficas pertenecientes al río Mira y río Guayllabamba.

En el sitio del proyecto al recurso agua se la ha dado diferentes usos:

- Propagación de la vida acuática,
- Generación de energía,
- Riego para cultivos (tomate, papas, mellocos, taxo, mora y otros.)
- Cría de animales
- Consumo humano y necesidades, (previo tratamiento del agua)
- Industria.

De los usos mencionados los más importantes son: riego, cría de animales y consumo humano; ya que, por las características naturales del territorio y las necesidades de la población que aquí se asienta, estas actividades son las que se realizan cotidianamente.

En definitiva, la interdependencia del recurso agua en cualquier ecosistema o ambiente, reviste gran importancia, por lo que su análisis no puede ser obviado en el estudio ambiental de los proyectos.

IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

El proceso de identificación y análisis detallado de los efectos ambientales negativos más significativos introducidos al entorno debido a la construcción del puente y futura operación es desarrollado en los siguientes numerales.

- **Componentes Ambientales Y Actividades Del Proyecto**

Los componentes ambientales que han sido seleccionados como los más representativos del ambiente en el área de influencia del presente proyecto son los siguientes:

- **Componentes Ambientales**

- Calidad del suelo
- Calidad del agua
- Calidad del aire
- Flora y Fauna
- Drenaje de aguas superficiales
- Minas y canteras
- Viviendas
- Salud y seguridad,

Las actividades que podrían causar impactos ambientales negativos, son anotadas a continuación:

- **ACTIVIDADES DEL PROYECTO**

- **Movimientos de Tierras**

- Desbroce, desbanque y limpieza,
- Excavaciones,
- Material de préstamos importado.

- **Puentes**

- Transporte material para enrocado,
- Hormigón,
- Construcción de vigas y tableros,
- Obras hidráulicas de protección del puente

- **Firmes**

- Carpeta de rodadura de hormigón,
- Terraplenes de acceso al puente.

VALORACIÓN DE LOS IMPACTOS

Para la valoración de los impactos se empleará un método matricial que se denomina Matriz Modificada de Leopold, la que puede utilizarse de diferentes formas con el propósito de visualizar y valorar los efectos ambientales de cualquier acción o conjunto de acciones que implica un determinado desarrollo. La matriz está estructurada sobre la base de las interacciones de las

principales acciones propuestas en la memoria de ingeniería y los componentes de entorno físico registrado en trabajo de campo. Cada interacción será calificada de acuerdo a los siguientes criterios:

- Tipo de Impacto: Negativo (N) o beneficioso (B)
- Certeza: Cierto (C), Probable (P) o Desconocido (D)
- Magnitud: Alta (A), Media (M) o Baja (B)
- Duración: Temporal (T) o Permanente (P)
- Área geográfica: Local (L) o Regional (R)
- Reversibilidad: Reversible (r) o Irreversible (i)
- Existencia de mitigación: Sí o No

Luego de los análisis globales de la relación causa – efecto, se establece que los componentes ambientales afectados por la construcción y operación del puente sobre la Quebrada Grande serán los siguientes:

- Calidad del suelo,
- Calidad del agua,
- Calidad del aire,
- Flora y Fauna,
- Drenaje de aguas superficiales,
- Salud y seguridad,
- Minas y canteras,

Las actividades que producirán efectos significativos al entorno del área de influencia en cada una de los sectores que incluyen el proyecto son los mencionados anteriormente.

VALORACIÓN DE IMPACTOS PREEXISTENTES

Los impactos pre – existentes en el área de influencia del puente sobre la Quebrada Grande, son analizadas a continuación:

En el siguiente cuadro se indica los parámetros a ser considerados para el análisis ambiental del nuevo puente.

componentes ambientales	actividades	1,- desbroce y limpieza	2,- excavación	3,- Material de préstamo	4,- Hormigón	5,- Transporte de Materiales	6,- Construcción de vigas y tableros	erosión	8,- ubicación de campamento	9,- Operación del puente
1,- Estructura y calidad del suelo		x	x		x		x		x	
2,- Calidad del agua		x							x	
3,- Calidad del aire		x	x	x	x	x				x
4,- Cubierta Vegetal		x								
5,- Fauna								x		
6,- Drenaje de aguas superficiales		x	x					x		
7,- Minas y canteras				x			x			
8,- Viviendas							x			
9,- Salud y seguridad		x		x	x	x	x	x	x	x

Tabla 4. 2 Matriz Modificada de Leopold utilizada para el análisis ambiental por la construcción del nuevo Puente sobre la Quebrada Grande.

A continuación se describe a cada uno de las actividades y los impactos significativos que producirán al medio del área de interés.

- **DESBROCE Y LIMPIEZA.-** Los componentes ambientales afectados por el desbroce de la cobertura vegetal y material superficial son los siguientes:

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL					
	1	2	3	4	6	9
Desbroce						
Tipo de impacto	N	N	N	N	N	N
Certeza	C	C	P	C	P	P
Magnitud	B	B	B	B	B	B
Duración	P	T	T	T	T	T
Ámbito geográfico	L	L	L	L	R	L
Reversibilidad	i	r	r	r	r	R
Mitigación	N	S	S	S	S	S

Tabla 4. 3 Actividades e Impacto (Desbroce y Limpieza)

- **EXCAVACIÓN.-** La excavación en el área de influencia del proyecto será realizada para adecuar la base de los accesos al puente y para alcanzar el nivel de cimentación de la obra. Esta actividad del proyecto determina que se afecten los siguientes componentes ambientales: estructura y calidad del suelo, calidad del aire y, drenaje de aguas superficiales.

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL		
	1	3	6
Excavación			
Tipo de impacto	N	N	B
Certeza	C	P	C
Magnitud	B	M	B
Duración	P	T	P
Ámbito geográfico	L	L	L
Reversibilidad	i	r	R
Mitigación	N	S	N

Tabla 4. 4 Actividades e Impacto (Excavación)

- **MATERIAL DE PRÉSTAMO.-** La actividad de desbroce y disposición de materiales será relativamente pequeña, puesto que el movimiento de tierra será de pequeña escala. El desalojo producto de la ejecución del proyecto generará afectaciones a los componentes ambientales:

calidad de aire; minas y canteras; y, salud y seguridad. La calificación de los impactos ambientales se indica en la matriz que sigue:

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL		
	3	7	9
Material De Préstamo	3	7	9
Tipo de impacto	N	N	N
Certeza	P	C	P
Magnitud	B	M	B
Duración	T	P	T
Ámbito geográfico	R	L	L
Reversibilidad	r	r	r
Mitigación	S	S	S

Tabla 4. 5 Actividades e Impacto (Material de Préstamo)

- **COLOCACIÓN DE HORMIGÓN.-** La colocación de hormigón generará efectos ambientales negativos de magnitud limitada. Los componentes que serán afectados en mayor magnitud son: calidad del suelo, calidad del aire; y, salud y seguridad.

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL		
	1	3	9
Colocación De Hormigón	1	3	9
Tipo de impacto	N	N	N
Certeza	P	C	P
Magnitud	B	B	M
Duración	T	T	P
Ámbito geográfico	L	L	L
Reversibilidad	R	r	i
Mitigación	S	S	N

Tabla 4. 6 Actividades e Impacto (Colocación de Hormigón)

- **TRANSPORTE DE MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE.-** El transporte de materiales necesarios para las obras de construcción del puente tendrá efectos ambientales en los siguientes componentes: calidad del aire; y, salud y seguridad.

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL	
	3	9
Transporte de material enrocado	3	9
Tipo de impacto	N	N
Certeza	P	P
Magnitud	B	B
Duración	T	T
Ámbito geográfico	R	L
Reversibilidad	r	R
Mitigación	S	S

Tabla 4. 7 Actividades e Impacto (Materiales para la Construcción)

- **CONSTRUCCIÓN DE VIGAS Y TABLEROS.-**La construcción del puente, incluyendo las vigas y tableros, generará afectaciones a los siguientes componentes ambientales: estructura y calidad del suelo; minas y cantera; viviendas; salud y seguridad. En la siguiente matriz resume los efectos ambientales:

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL			
	1	7	8	9
Construcción de vigas y tableros	1	7	8	9
Tipo de impacto	N	N	B	N
Certeza	C	C	C	P
Magnitud	M	M	C	B
Duración	P	P	P	T
Ámbito geográfico	L	R	R	L
Reversibilidad	I	i	i	R
Mitigación	N	S	N	S

Tabla 4. 8 Actividades e Impacto (Vigas y Tableros)

- **CONSTRUCCIÓN DE OBRAS PARA EVITAR LA EROSIÓN.-** Los puentes, por lo general, se socavan en sus estructuras que están en contacto con el agua y también se erosionan las márgenes próximas a los mismos, por lo tanto se deberá realizar la construcción de obras de encauzamiento para proteger al puente y evitar su caída y destrucción.

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL		
	5	6	9
Obras para evitar la erosión	N	P	N
Tipo de impacto	N	P	N
Certeza	P	C	P
Magnitud	B	M	B
Duración	T	P	T/P
Ámbito geográfico	L	L	L
Reversibilidad	r	r	r
Mitigación	S	N	S

Tabla 4. 9 Actividades e Impacto (Evitar la Erosión)

- **UBICACIÓN, FUNCIONAMIENTO Y REMOCIÓN DEL CAMPAMENTO.-** El campamento también debe ser considerado en la evaluación de los impactos ambientales, por afectar al ambiente con impactos negativos que podrían darse por su instalación, funcionamiento y remoción. Los componentes ambientales afectados por el campamento si se llegaran a construir son: Calidad del suelo; calidad del agua; y, salud y seguridad.

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL		
	1	2	9
Ubicación del campamento	N	N	N
Tipo de impacto	N	N	N
Certeza	C	C	P
Magnitud	B	B	B
Duración	T	T	T
Ámbito geográfico	L	L	L
Reversibilidad	r	r	r
Mitigación	S	S	S

Tabla 4. 10 Actividades e Impacto (Campamento)

- **OPERACIÓN DEL PUENTE.**- Los gases y partículas que salen de los escapes de los automotores que circularían por la vía que une las poblaciones de San Luis y San Cristóbal, que tienen un sentido bidireccional, disipan en el aire estos corpúsculos con mayor facilidad. La movilización de automotores afectará a los siguientes componentes ambientales: calidad del aire; y, salud y seguridad.

ACTIVIDAD	COMPONENTE AMBIENTAL	
	3	9
Operación del puente	3	9
Tipo de impacto	N	N
Certeza	C	C
Magnitud	B	B
Duración	P	P
Ámbito geográfico	L	L
Reversibilidad	r	r
Mitigación	S	S

Tabla 4. 11 Actividades e Impacto (Operación del Puente)

IDENTIFICACIÓN DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES:

- **Sobre el recurso del suelo:**
 - Afectación a la calidad del suelo,
 - Alteración de la estructura del suelo,
 - Movimiento de tierras que se efectuará para cimentar y construir el puente,
 - Afectación a la calidad del suelo debido a la producción de residuos sólidos, básicamente constituidos de materia orgánica biodegradable (desechos de la cocina, papel higiénico, material fungible, otros).
- **Sobre el recurso agua:**
 - Alteración del drenaje de las escorrentías de agua,
 - Afectación a la calidad del agua debido a la generación de aguas servidas
 - Contaminación con desechos sólidos y líquidos.

– **Sobre el recurso aire:**

- Producción de polvo y los gases que afectan la calidad del aire y en especial a los trabajadores de la construcción por el trabajo de la maquinaria pesada y volquetas.
- Producción de polvo y partículas de material transportado en los camiones.
- Producción de polvo, gases y generación de ruido por el trabajo de la maquinaria pesada, en las tareas de preparación y colocación del hormigón y que podría afectar a la calidad del aire.
- Contaminación del aire en el área de influencia del proyecto por el humo, gases, y partículas que salen de los escapes de los automotores que circularan por el puente.

– **Sobre el recurso flora y fauna:**

- Afectación a la zona agrícola existente en el área.
- Incidencia sobre la fauna existente en las inmediaciones del sitio seleccionado para la construcción de puente, debido a las actividades de la maquinaria que operarán para construir las obras.
- Alteración de la cobertura vegetal,
- Migración de avifauna silvestre.

– **Sobre el Paisaje:**

- No adecuada disposición del material de rechazo,
- Afectación sobre las minas y canteras,
- Desmejoramiento y mejoramiento de la calidad visual.

– **Sobre la población y trabajadores:**

- Afectación a las viviendas,
- Generación de fuentes de trabajo,
- Variación en los sistemas de vida, costumbres y vivienda,
- Cambios de las actividades socioeconómicas de manera temporal,
- Mejoramiento de los servicios básicos,
- Afectación al nivel de salud y seguridad de los trabajadores que participan en la construcción.

Es conocido que la construcción de las obras viales y sus distintos componentes provoca los mayores impactos ambientales, por esa razón el Estudio de Impacto ambiental de la construcción

del puente sobre la Quebrada Grande desarrollado en nuestra tesis, luego de identificar y valorar los impactos negativos y positivos que se presentaran durante las etapas de diseño, construcción y mantenimiento de la estructura, propone un plan de mitigación consistente en las siguientes actividades:

– **Sobre el recurso del suelo:**

- Humedecimiento de la capa del suelo para evitar la generación de polvo.

– **Sobre el recurso agua:**

- Controlar el drenaje de aguas lluvias,
- Construcción de una fosa séptica para la eliminación de aguas servidas.

– **Sobre el recurso aire:**

- Calibración de la maquinaria que será utilizada en la construcción para disminuir el ruido, producción excesiva de gases y vibraciones,
- Cubrir con una lona a los camiones que lleven los materiales de desalojo y material desde las minas y canteras hasta el área del proyecto,
- Controlar conforme lo establece la Ley de Tránsito y Transporte Terrestre los humos, gases partículas que emiten los escapes de los vehículos.

– **Sobre el recurso flora y fauna:**

- Proteger con cubiertas vegetales una vez terminada la explotación,

– **Sobre el Paisaje:**

- Limpiar el material de la excavación que podría obstruir el cauce dentro de la quebrada,
- Disponer los desechos sólidos en un relleno sanitario manual.

– **Sobre la población y trabajadores:**

- Indemnización a los propietarios afectados por las expropiaciones,
- Dotación de artículos de seguridad personal para los trabajadores (guantes, cascos, gafas entre otras),
- Cumplir con las normas higiénicas en preparación de alimentos y costumbres de los trabajadores para evitar la transmisión de enfermedades,
- Señalizar la vía en forma técnicamente bien elaborada para prevenir accidentes de tránsito,
- Formular y ejecutar programas de educación vial tanto para peatones como a automovilistas para prevenir accidentes en la carretera.

4.2. ALTERNATIVAS DE DISEÑO

CARACTERÍSTICAS DE LA IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

El sitio de implantación del puente sobre la Quebrada Grande tiene una topografía montañosa a esta se accede por la Av. Atahualpa (Sector Caranqui), el camino de acceso al sitio de implantación es un camino vecinal tipo 4.

El estudio hidrológico recomienda que la longitud del puente este entre 48 m y 61m, pero debido a la topografía del sitio de implantación del puente y a los estudios geofísicos y las perforaciones para la cimentación dan una luz total del puente de 85m ubicados en las abscisas 0+360(margen derecha), 0+445(margen izquierda) y 0+402,50(pila intermedia).

El puente consta de dos superestructuras gemelas de vigas de dos vanos simplemente apoyadas con una pila intermedia ubicada a 15m del cauce, el ancho total puente es de 23 m con una junta longitudinal de 20 cm, para soportar seis carriles de tráfico, tres en cada sentido.

Se considera instalar protecciones laterales de tipo vehicular barrera maciza de hormigón armado de 1.00 m de altura y 0.50m de ancho (Fig.4.2) y guardavías con postes de 1,0 m de altura y valla vehicular tipo “W” de acero forjado colocados en la junta longitudinal (Fig.4.3)

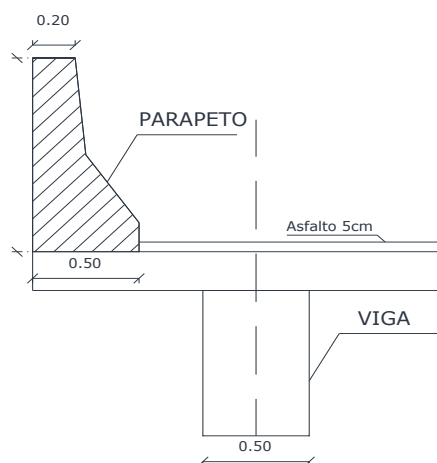


Figura 4. 2 Protecciones laterales vehiculares

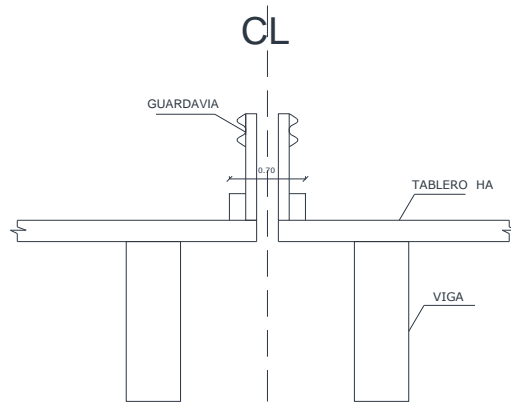


Figura 4. 3 Guardavías

De conformidad con el estudio de suelos y materiales la cota de cimentación de los estribos en las dos márgenes de la Quebrada Grande es de 2.511,50 m.s.n.m, y para la pila en el centro de la luz una cota de 2501.00 m.s.n.m.

El estudio realizado por la MTOP del Ecuador concluye que la cota de cimentación, por consideraciones hidráulicas será de 2501 msnm, pudiéndose reajustar según el tipo de suelo de cimentación en los estribos del puente.

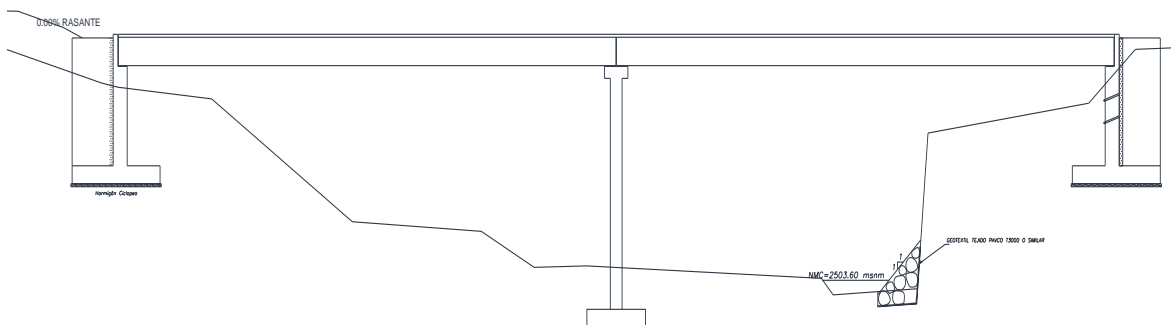


Figura 4. 4 Perfil del cauce de La Quebrada Grande

ESTRUCTURA DEL PUENTE

Cada estructura gemela del puente sobre la Quebrada Grande estará conformada por dos vanos iguales con una luz de 42.5m, y un ancho total de tablero de 23 m, que va a soportar 3 vías de tráfico en cada sentido.

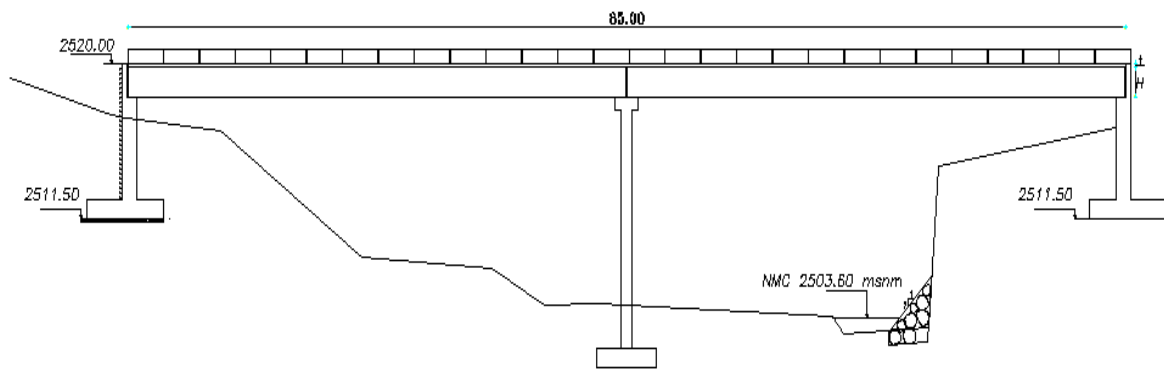


Figura 4. 5 Implantación y topografía del puente.

Por las luces adoptadas para el futuro puente sobre la Quebrada Grande, las condiciones de implantación y la disponibilidad de materiales, se considera la posibilidad de la utilización tanto del Hormigón Armado fundido en obra, como del HP y del Acero estructural. Por tanto procedemos a estudiar las siguientes alternativas:

4.2.1. PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS HORMIGÓN PRESFORZADO SIMPLEMENTE APOYADO Y TAABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.

Esta alternativa plantea un puente de dos vanos de 42,5m de luz cada uno, constituido por dos superestructuras gemelas (Fig.4.7), de vigas hormigón postensado de inercia constante simplemente apoyadas y el tablero de hormigón armado constituirá las alas de la viga, de esta manera formándose una sección compuesta.

PREDISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL:

La superestructura está compuesta por tablero de hormigón armado de ancho total $B = 23 \text{ m}$ y 10 vigas tipo “T” con cartelas de sección constante, el tablero en su parte central tiene una junta de 20 cm.

Separación entre vigas.

$$2.0 < S < 3.5 \text{ m} \quad (\text{Según MTOP})$$

$$1100 < S < 4900 \text{ (mm)} \quad (\text{Distribución de sobrecarga para carril para viga interior})$$

Obtenemos el número de vigas con la siguiente expresión:

$$A_T = (n-1)S_v + 2V \quad (\text{Ec 4.1})$$

Donde:

S_v : separación entre vigas = Probamos con 2.35 m

A_T : Ancho total del puente = 23 m

V: volado = 1.05m

n = número de vigas

$$23.0 = (n - 1) * 2.35 \text{ m} + 2 * 1.05$$

$$n = \frac{23.0 + 2.35 - (2 * 1.05)}{2.35}$$

n = 9.89 m adoptamos n = 10 vigas

Los elementos soportantes como son las vigas se diseñaran de hormigón pretensado de sección T con cartelas con un pre dimensionamiento igual:

- Vigas simplemente apoyadas

$$H = L/15 - L/20 = 42.5/15 - 42.5/20 = 2.83 \text{ m} - 2.12 \text{ m}$$

$$L = 42.50 \text{ m}$$

Optamos por un $H = 2.40\text{m}$ y asumimos un $b = 0.30\text{m}$ para el prediseño, luego se comprobará la sección adoptada.

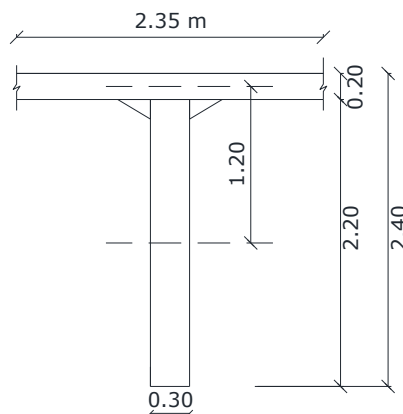


Figura 4. 6 Sección de viga adoptada

La infraestructura consta de 2 estribos de pantalla maciza de 8.50 m de altura y una pila central de 17.10 m

Datos para el diseño:

1. Sobrecarga vehicular HL – 93 (ASSTHO LRFD 2007)

Eje delantero P1 = 35 KN = 3,6 Ton

Eje posterior P2 = 145 KN = 14,8 on

Eje semiremolque P3 = 145 KN = 14,8 Ton

2. Ancho de calzada (entre bordillos) = 10.65 m (de cada tablero)
3. Luz del puente 85 m, dividido en dos vigas de sección “T” de 42.5 m con una pila central
4. Protecciones laterales tipo New Yersey
5. Materiales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Tablero , Estribos)

$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ (Protecciones laterales)

$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (Vigas postensadas)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Espesor del tablero (t)

El espesor mínimo recomendado para el tablero de hormigón (Tabla 3.7 Cap. 3) para tramos simplemente apoyados con acero principal perpendicular al tráfico, se toma la siguiente expresión:

$$t = \frac{1.2(S + 3000)}{30} \geq 175 \text{ mm} \quad (Ec 4.2)$$

Donde:

S = distancia entre cara de vigas = $2.35 - 0.30 = 2.05 \text{ m}$

$$t = \frac{1.2 * (2050 + 3000)}{30} = 202.00 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm}$$

$$t = 202 \text{ mm} = 0.20 \text{ m}$$

En voladizos de concreto que soportan barreras de concreto el espesor mínimo es $t = 0.20 \text{ m}$ por lo que uniformizamos a:

$$t = 0.2 \text{ m}$$

Por tanto La sección transversal propuesta del puente en esta alternativa contempla la colocación de 10 vigas de hormigón pretensado tipo “T” con una altura de $h = 2.40$ y un ancho de $b = 0.30 \text{ m}$, las cuales serán modificadas según los esfuerzos admisibles en el diseño definitivo.

En lo referente a la infraestructura, se propone estribos de hormigón armado en voladizo con muros de Ala a gravedad de hormigón armado y una pila central aporticada la misma que cubre todo el ancho de los tableros de las superestructuras gemelas, en el caso de los estribos cubren todo el ancho de los tableros de las estructuras gemelas.

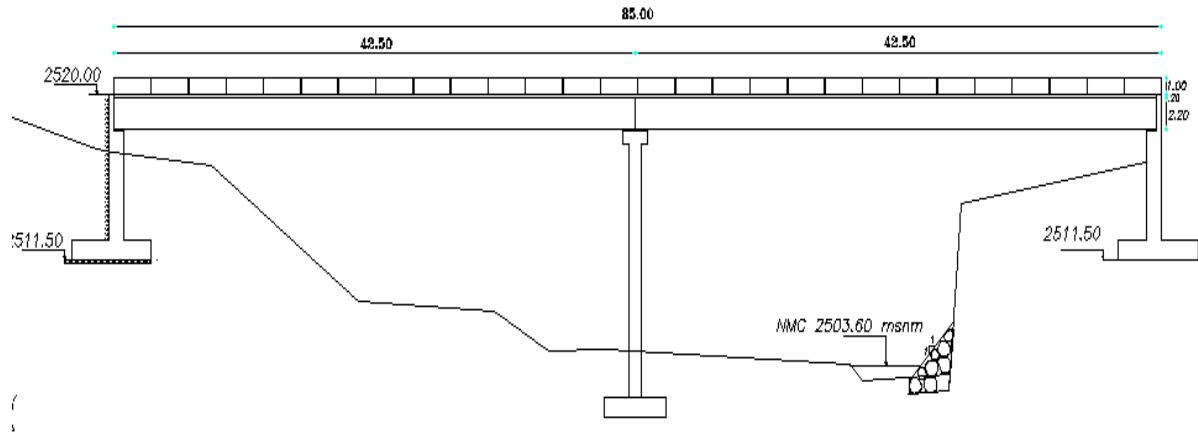


Figura 4. 7 Elevación del puente – Alternativa 1

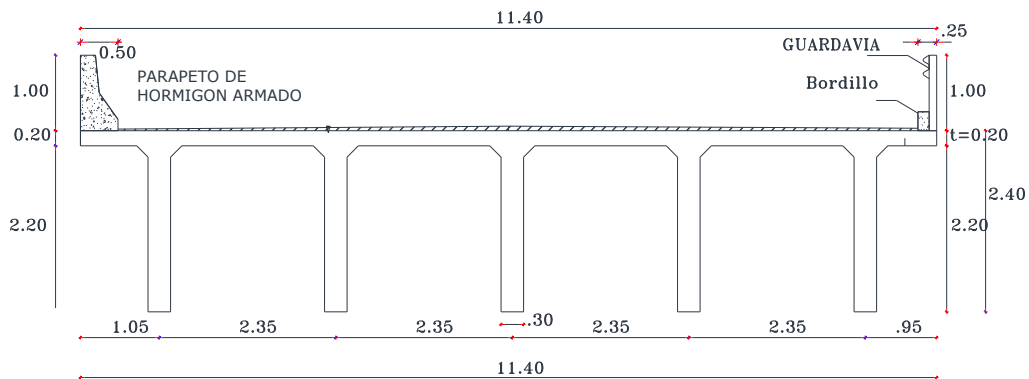


Figura 4. 8 Esquema de la sección transversal- alternativa 1

4.2.2. PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE SECCIÓN COMPUESTA ACERO - HORMIGÓN ARMADO

Esta alternativa plantea un puente de dos vanos con dos superestructuras gemelas de sección compuesta formada por vigas simplemente apoyadas de acero de acero tipo I (A – 588) con una altura de 1.70 m y un espesor de alma de 10mm, tendrá un ancho de patín de 0.30m con un espesor de 30mm, las mismas que estarán unidas con suelda que cumplirán con las especificaciones respectivas (AWSD1.5M/D1.5).

Con lo referente a la infraestructura, se tiene estribos de hormigón en voladizo, con muros de ala, y una pila central aporticada de hormigón armado que cubre todo el ancho del tablero, la cual será usada en todas las alternativas.

PREDISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Separación entre vigas.

$2.0 < S < 3.5$ m (Según MTOP)

$1100 < S < 4900$ (mm) (Distribución de sobrecarga para carril para viga interior) [2]

Obtenemos el número de vigas con la siguiente expresión:

$$A_T = (n - 1)S_v + 2V \quad (\text{Ec 5.1})$$

Donde:

S_v : separación entre vigas = Probamos con 2.35 m

A_T : Ancho total del puente = 23 m

V : volado = 1.05m

n = número de vigas

$$23.0 = (n - 1) * 2.35 \text{ m} + 2 * 1.05$$

$$n = \frac{23.0 + 2.35 - (2 * 1.05)}{2.35}$$

$n = 9.89$ m adoptamos $n = 10$ vigas

PRE DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS METÁLICAS

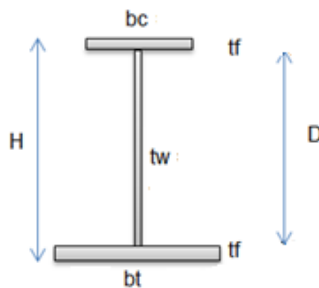


Figura 4. 9 Esquema de la viga metálica

DATOS:

bc = Longitud del ala superior

bt = Longitud del ala inferior

tf = Espesor de patines

tw = Espesor del alma
D= Longitud del alma
H = Altura de la viga
L = Luz del puente
Lc = luz de calculo

MATERIALES EN LA SUPERESTRUCTURA:

Hormigón en tablero = $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo en tablero = $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Vigas = Acero Estructural M 270M; Grado 345 (A 709M; Grado 345) (AASHTO LRFD), (A 588; AASHTO Standard): con un $f_y = 345 \text{ MPa} = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL:

Esfuerzo mínimo de fluencia: $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo mínimo de ruptura: $f_u = 4900 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo admisible por Flexión: $f_b = 0.6f_y \text{ ó } 0.46 f_u$

$$f_b = 0,6 * 3500 \text{ Kg/cm}^2 = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 0,46 * 4900 \text{ Kg/cm}^2 = 2254 \text{ Kg/cm}^2$$

Longitud de viga: 42.5 m

Prediseño:

Para el pre dimensionamiento de las vigas metálicas la AASHTO recomienda utilizar las siguientes relaciones:

Longitud del alma (D):

$$D = \frac{L}{25} = \frac{42,50\text{m}}{25}$$

$$D_{\text{asumido}} = 1.7 \text{ m}$$

Espesor del alma (tw):

Sin rigirizadores longitudinales:

$$t_w \geq \frac{(D * \sqrt{f_b})}{6100}$$

$$t_w = 1.27 \text{ cm} \geq D/150$$

$$t_w = 13 \text{ mm} \geq 11.33 \text{ mm}$$

$$t_w \text{ adoptado} = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

Con rigirizadores longitudinales:

$$t_w \geq \frac{(D * \sqrt{f_b})}{12200}$$

$$t_w = 0.64 \text{ cm} \geq D/300$$

$$t_w = 6.4 \text{ mm} \geq 5.67 \text{ mm}$$

$$t_w \text{ adoptado} = 6 \text{ mm} = 0.6 \text{ cm}$$

Espesor del tablero (t)

El espesor mínimo recomendado para el tablero de hormigón (Tabla 3.7 Cap. 3) para tramos simplemente apoyados con acero principal perpendicular al tráfico, se toma la siguiente expresión:

$$t = \frac{1.2(S+3000)}{30} \geq 175 \text{ mm} \quad (\text{Ec 5.2})$$

Donde:

S = distancia entre cara de vigas = $2.35 - 0.30 = 2.05 \text{ m}$

$$t = \frac{1.2*(2050+3000)}{30} = 202.00 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm}$$

$$t = 202 \text{ mm} = 0.20 \text{ m}$$

En voladizos de concreto que soportan barreras de concreto el espesor mínimo es $t = 0.20 \text{ m}$ por lo que uniformizamos a: $t = 0.2 \text{ m}$

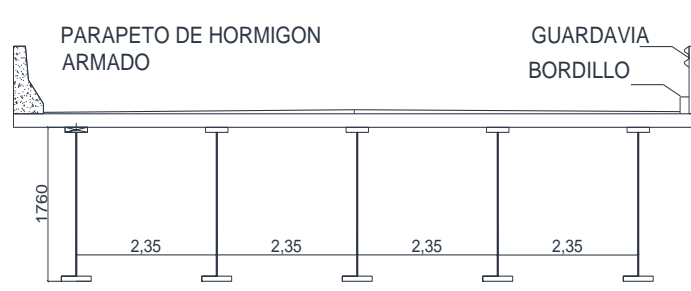


Figura 4. 100 Sección transversal del puente

4.2.3. PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGÓN ARMADO SIMPLEMENTE APOYADA Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO

El sistema estructural básico está formado por vigas de hormigón armado simplemente apoyadas, pila y losa, también de hormigón armado.

Con lo referente a la infraestructura, se tiene estribos de hormigón en voladizo, con muros de ala, y una pila central aporticada de hormigón armado que cubre todo el ancho del tablero, la cual será usada en todas las alternativas.

El hormigón será fundido en obra, la sección transversal de las vigas estará constituida por vigas T para la superestructura.

PRE DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL:

La superestructura está compuesta por tablero de hormigón armado de ancho total $B = 23$ m y 10 vigas tipo “T” con cartelas de sección constante, el tablero en su parte central tiene una junta de 20 cm.

Separación entre vigas.

$$2.0 < S < 3.5 \text{ m (Según MTOP)}$$

$$1100 < S < 4900 \text{ (mm) (Distribución de sobrecarga para carril para viga interior) [2]}$$

Obtenemos el número de vigas con la siguiente expresión:

$$A_T = (n - 1)S_v + 2V \quad (\text{Ec 5.1})$$

Donde:

S_v : separación entre vigas = Probamos con 2.35 m

A_T : Ancho total del puente = 23 m

V : volado = 1.05 m

n = número de vigas

$$23.0 = (n - 1) * 2.35 \text{ m} + 2 * 1.05$$

$$n = \frac{23.0 + 2.35 - (2 * 1.05)}{2.35}$$

$n = 9.89$ m adoptamos $n = 10$ vigas

Los elementos soportantes como son las vigas se diseñarán de hormigón pretensado de sección T con cartelas con un pre dimensionamiento igual:

Prediseño:

Espesor de la losa del tablero (h) el espesor mínimo recomendado para losas simplemente apoyadas de sección constante con armadura perpendicular al tráfico según el código de la AASTHO LRFD calculamos con la siguiente expresión:

$$h_{\min} = 0.070 L \quad (\text{tabla 2.5.2.6.3-1 [2]})$$

$$h_{\min} = 0.070 \cdot 42.5 \text{ m} = 2.97 \text{ m}$$

$$h = 3.00 \text{ m}$$

Optamos por un $H = 3.00 \text{ m}$ y asumimos un $b = 0.30 \text{ m}$ para el prediseño, luego se comprobará la sección adoptada.

La infraestructura consta de 2 estribos de pantalla maciza de 8.50 m de altura y una pila central de 17.10 m

Datos para el diseño:

6. Sobrecarga vehicular HL – 93 [2]

$$\text{Eje delantero P1} = 35 \text{ KN} = 3,6 \text{ Ton}$$

$$\text{Eje posterior P2} = 145 \text{ KN} = 14,8 \text{ on}$$

$$\text{Eje semiremolque P3} = 145 \text{ KN} = 14,8 \text{ Ton}$$

7. Ancho de calzada (entre bordillos) = 10.65 m (de cada tablero)

8. Luz del puente 85 m, dividido en dos vigas de sección “T” de 42.5 m con una pila central

9. Protecciones laterales tipo New Yersey

10. Materiales: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Tablero , Estribos)

$$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Protecciones laterales)}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vigas postensadas)}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor del tablero (t)

El espesor mínimo recomendado para el tablero de hormigón (Tabla 3.7 Cap. 3) para tramos simplemente apoyados con acero principal perpendicular al tráfico, se toma la siguiente expresión:

$$t = \frac{1.2(S + 3000)}{30} \geq 175\text{mm} \quad (\text{Ec 5.2})$$

Donde:

S = distancia entre cara de vigas = $2.35 - 0.30 = 2.05 \text{ m}$

$$t = \frac{1.2 * (2050 + 3000)}{30} = 202.00 \text{ mm} \geq 175\text{mm}$$

$$t = 202 \text{ mm} = 0.20 \text{ m}$$

En voladizos de concreto que soportan barreras de concreto el espesor mínimo es $t = 0.20 \text{ m}$ por lo que uniformizamos a: $t = 0.2 \text{ m}$

Por tanto La sección transversal propuesta del puente en esta alternativa contempla la colocación de 10 vigas de hormigón pretensado tipo “T” con una altura de $h = 3.00$ y un ancho de $b = 0.30\text{m}$, las cuales serán modificadas según los esfuerzos admisibles en el diseño definitivo.

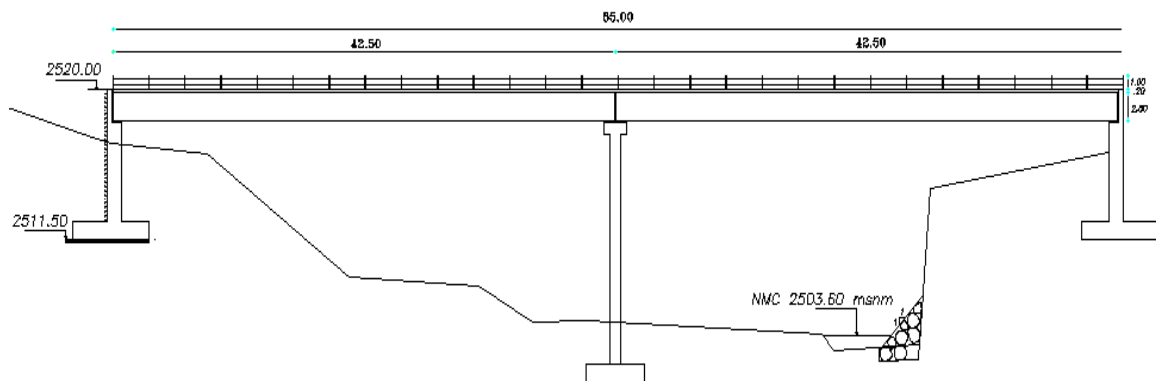


Figura 4. 111 Elevación del puente

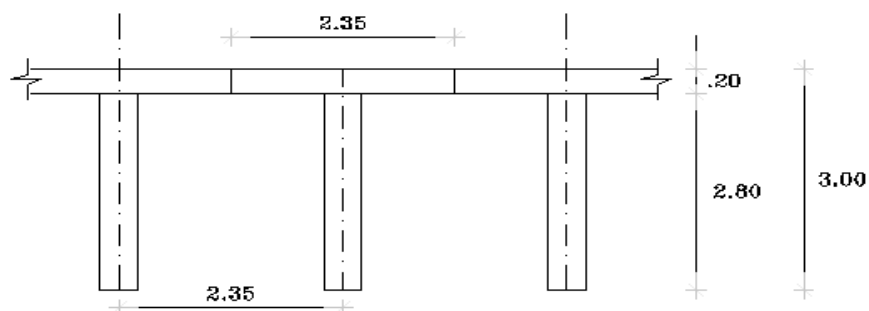


Figura 4. 122 Sección transversal del puente

4.2.4. PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE SECCIÓN VARIABLE DE DOS VANOS DE ACERO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.

La estructura propuesta para esta alternativa consta de 10 vigas longitudinales de acero tipo I (A - 588) con inercia variable según la variación de los esfuerzos en cada tramo de viga, estas vigas se colocarán sobre estribos de hormigón armado con un ancho igual al ancho de tablero.

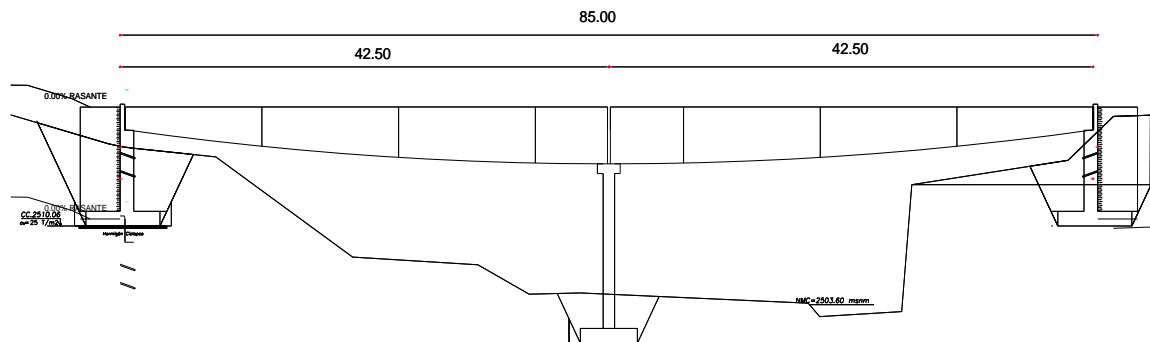


Figura 4. 133 Esquema de la elevación del puente

4.3. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

La selección de las alternativas a diseñar se basa en el análisis de: Costos, proceso constructivo, mano de obra disponible en el sitio y mantenimiento.

Costos:

El acero estructural, en nuestro medio es un material costoso debido a que es un producto importado, y los elementos del puente deben ser transportados y montados al sitio de construcción lo cual genera un aumento considerable en su costo.

El hormigón postensado, ha demostrado sus ventajas económicas y técnicas tanto para puentes de luces medias (vigas prefabricadas), como en grandes luces (puentes empujados y atirantados, entre otros). Es una material de construcción más económico ya que estamos reduciendo la cantidad de hierros en el armado de las vigas, es de Fácil y rápido colocado

El hormigón armado como material de construcción para el puente es conveniente ya que en el país sus precios son relativamente bajos.

PROCESO CONSTRUCTIVO

El acero estructural, este sistema permite realizar a un costo razonable y con un gasto mínimo de material estructuras de metal que salvan desde treinta hasta más de cien metros, distancias que resultan económicamente imposibles para estructuras que funcionen a base de flexión, como las vigas simples descritas anteriormente. La armadura es una viga compuesta por elementos relativamente cortos y esbeltos conectados por sus extremos. Estas vigas son muy utilizadas debido a su rapidez de montaje.

El hormigón armado, La experiencia que se tiene con el manejo del HA, que se traduce en mano de obra y dirección técnica calificadas y en disponibilidad de los materiales ha permitido su construcción en todas las regiones del país. Debido a que se requiere de personal poco especializado para su fabricación.

El hormigón postensado, el empleo de este material en la construcción de un puente implica la utilización de maquinaria especializada y personal capacitado. Este sistema ya existe en nuestro país desde hace algunos años por lo que actualmente se dispone de herramienta y técnicos en el mercado ecuatoriano.

MANO DE OBRA

Para el puente de vigas de acero se requiere de personal capacitado y de equipo especializado de lanzamiento, genera ahorro de tiempo en su construcción.

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea autoportante.

Para el puente con vigas de hormigón postensado se requiere de personal capacitado tanto para el manejo de montaje y manejo de maquinaria.

MANTENIMIENTO

En el caso de puentes metálicos construidos en zonas con, el mantenimiento de la estructura debe ser permanente para evitar el deterioro del material.

En cambio el mantenimiento para estructuras de hormigón armado y hormigón postensado, se realiza con mayor facilidad que en las estructuras de acero, con menor frecuencia y menor costo.

De conformidad con la topografía del sitio de implantación (montañosa) y demás resultados provenientes de los estudios preliminares entre ellos el estudio geofísico, Hidrológico Hidráulico, se considera conveniente diseñar las siguientes alternativas que consisten en:

A. Puente de vigas longitudinales de dos vanos de hormigón pretensado simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado

B. Puente de vigas longitudinales de dos vanos, de acero de sección constante simplemente apoyada y tablero de hormigón armado.

Debido a sus condiciones estructurales, de resistencia y de economía, se opta en si por estas dos alternativas por la longitud de sus elementos (vigas) ya que se tiene un puente de dos vanos con una pila central. La luz a cubrir es de 85 m, con dos vanos de 42.5 m cada uno.

5. DISEÑO DE LA ALTERNATIVA 1: PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGÓN POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.

El diseño geométrico correspondiente a la alternativa 1 del puente sobre la Quebrada Grande se lo realiza tomando en cuenta las características que presenta la topografía del sector, como se muestra en el siguiente grafico.

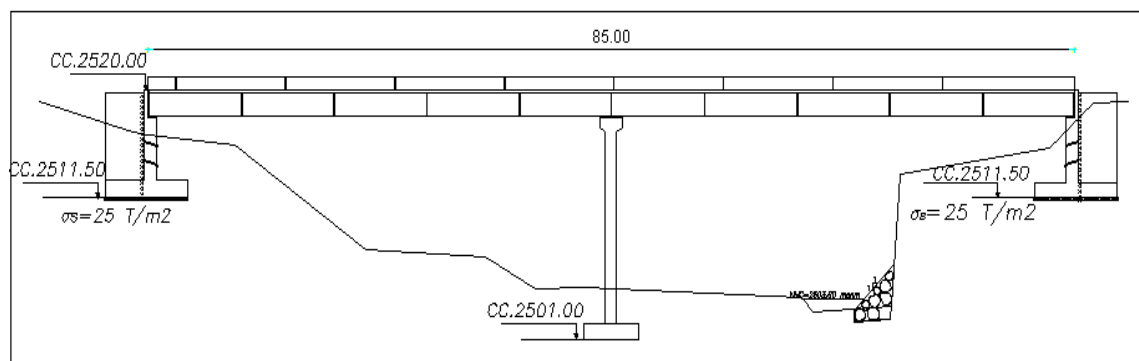


Figura 5.1a Elevación del puente

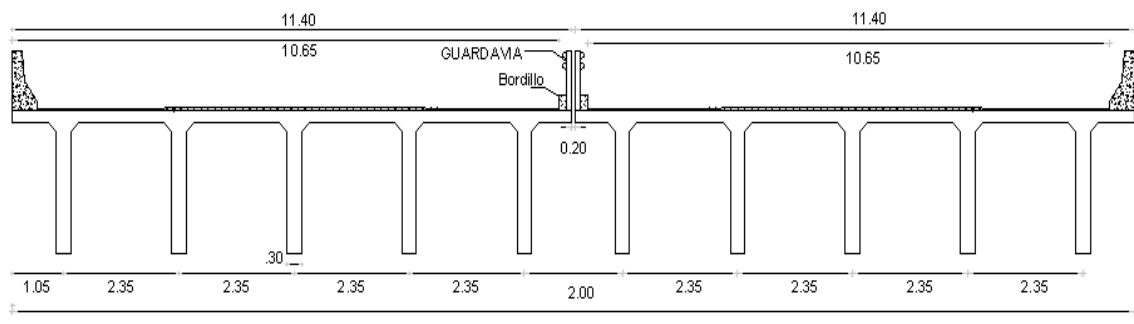


Figura 5.1b Sección transversal del puente

5.1. CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

5.1.1. DISEÑO DE PROTECCIONES LATERALES

A. DISEÑO DE PROTECCIÓN VEHICULAR EXTERNA

La altura mínima de las protecciones laterales vehiculares macizas o alivianadas para nivel de comportamiento 4 (PV-4) es $h_{\min} = 810 \text{ mm}$ y el espesor del voladizo del tablero de hormigón armado que soporta parapetos o barreras de hormigón armado es $t_{\min} = 200 \text{ mm}$

Se selecciona como protección vehicular un parapeto macizo de hormigón armado con sección transversal variable y capacidad de resistencia adecuada para las carreteras de alta velocidad y tráfico mixto con vehículos pesados, con los siguientes datos:

$H = \text{altura total} = 1000 \text{ mm} = 1.00 \text{ m}$

$\text{Espesor superior} = 200 \text{ mm} = 0.20 \text{ m}$

$\text{Espesor inferior} = 500 \text{ mm} = 0.50 \text{ m}$

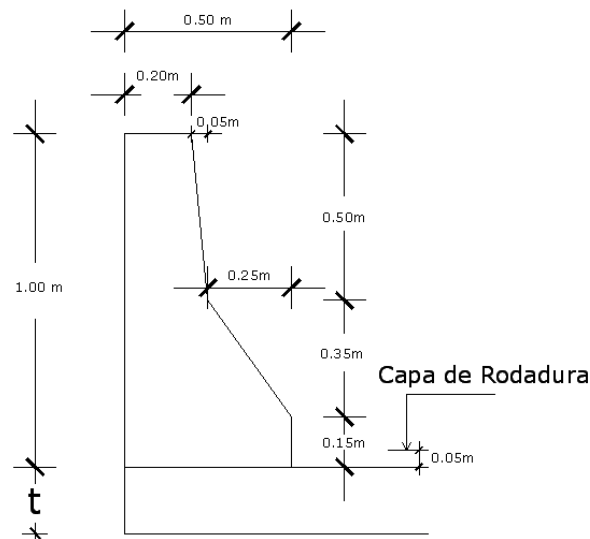


Figura 5. 1 Sección adoptada para protección lateral vehicular externa

- El estado límite de evento extremo, se realiza con valores de:

$\phi = 1.0$ factor de resistencia

$\gamma =$ factor de carga debida al choque vehicular

- Las fuerzas de diseño que deben ser resistidas por el parapeto y sus conexiones al tablero para protecciones laterales vehiculares de comportamiento del nivel 4: Fuerzas Transversales, longitud y vertical así como sus longitudes respectivas de aplicación son (AASHTO LRFD A13.7.2)

Dirección	Fuerza (N)	Longitud (mm)
Transversal	$F_T = 240\,000$	$L_T = 1\,070$
Longitudinal	$F_L = 80\,000$	$L_L = 1\,070$
Vertical	$F_V = 80\,000$	$L_V = 5\,500$

Tabla 5. 1 Fuerzas y Longitudes para protección vehicular de Resistencia 4 [6]

MOMENTO RESISTENTE A LA FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE VERTICAL (M_w) [3].

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras; se determina así el refuerzo horizontal en la cara vertical de la barrera. Para determinar el momento resistente se dividirá en tres segmentos: A1, A2 y A3 tal como se observa en la figura.

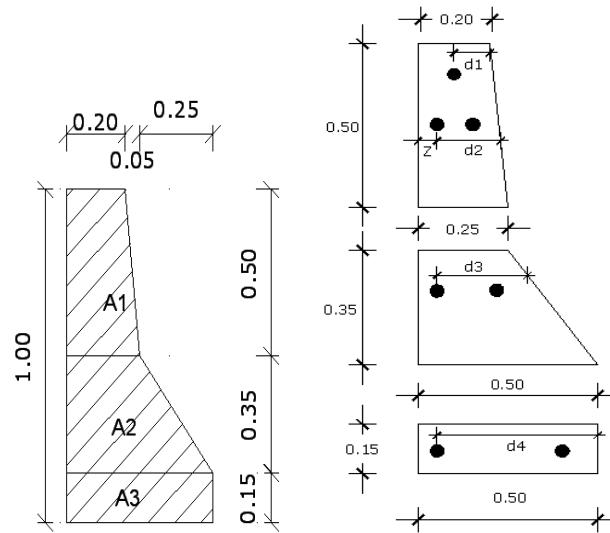


Figura 5. 2 Segmentos A1, A2, A3 de la sección transversal del parapeto

$$A1 = 1125,00 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 1312,00 \text{ cm}^2$$

$$A3 = 750,00 \text{ cm}^2$$

$$AT = 3187,00 \text{ cm}^2 \text{ (Área Total)}$$

Segmento A1:

$$As^+ = 1 * \phi 12 \text{ mm} = 1 * 1.13 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$Z = \text{rec} + \phi/2 \quad (\text{Ec 5.1})$$

Donde:

$$\text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$Z = 5 + 1.2/2 = 5.6 \text{ cm}$$

La altura efectiva será

$$d1 = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

$$d2 = 23 - 5.60 = 17.40 \text{ cm}$$

$$d3 = 25 - 5.6 = 19.40 \text{ cm}$$

La altura efectiva será:

$$\bar{d} = \frac{d1 + d2 + d3}{3} = \frac{10 + 17.40 + 19.40}{3} = 16.50 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} = \frac{2.26 * 4200}{0.85 * 240 * 50} = 0.93 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec 5.2})$$

El Momento resistente del segmento es:

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción = 1.0

$$M_u = 1.0 * 2.26 * 4200 * \left(16.50 - \frac{0.93}{2} \right) = 1.52 \text{ Ton} - m$$

Segmento A2:

$$d3 = 25 - 5.60 = 19.40 \text{ cm}$$

$$d4 = 50 - 5.60 = 44.40 \text{ cm}$$

La altura efectiva será:

$$\bar{d} = \frac{d3 + d4}{2} = \frac{19.40 + 44.40}{2} = 31.90 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} = \frac{1.13 * 4200}{0.85 * 240 * 35} = 0.66 \text{ cm}^2$$

El Momento resistente del segmento es:

$$M_u = 1.0 * 1.13 * 4200 * \left(31.90 - \frac{0.66}{2} \right) = 1.50 \text{ Ton} - m$$

Segmento A3:

La altura efectiva será:

$$d3 = d4 = 50 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} = \frac{1.13 * 4200}{0.85 * 240 * 15} = 1.55 \text{ cm}^2$$

El Momento resistente del segmento es:

$$M_u = 1.0 * 1.13 * 4200 * \left(50 - \frac{1.55}{2}\right) = 2.34 \text{ Ton} - m$$

Luego el M_u total es:

$$M_w = M_u = 1.52 + 1.15 + 2.34 = 5.01 \text{ Ton-m}$$

Resistencia a la flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc) [6]

Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento negativo; este produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera (FIG.5.5) determinando el esfuerzo de la barrera para esa capa.

Utilizamos 1 Ø 12 mm @ 0.20 m ($A = 1.13 \text{ cm}^2$) Considerando fajas de 1 m de ancho.

$$A_s = \frac{A}{0.17} = \frac{1.13}{0.20} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- SECCIÓN A1

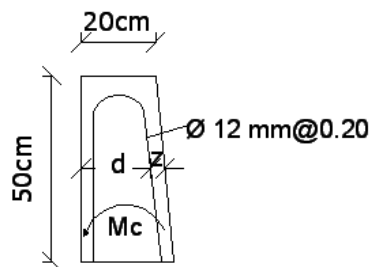


Figura 5. 3 Segmento A1 en análisis

$$z = \text{recub} + \frac{\phi}{2} = 5 * \frac{12}{2} = 5.6 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

La altura efectiva será

$$d = h - z = 23 - 5.6 = 17.4 \text{ cm}$$

El área en compresión será

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} = \frac{5.65 * 4200}{0.85 * 240 * 100} = 1.16 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.2})$$

La resistencia última a la flexión M_c será

$$M_{c1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 * 5.65 * 4200 * \left(17.4 - \frac{1.16}{2} \right) = 3.99 \text{ T} - \text{m} \quad (\text{Ec 5.3})$$

- SECCIÓN A2

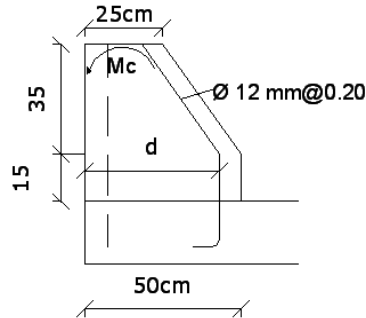


Figura 5. 4 Área A2 en análisis

La altura efectiva será

$$d = \left(\frac{25+50}{2} \right) - 5.6 = 31.9 \text{ cm}$$

La resistencia última a la flexión M_c será

$$M_{c2} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 * 5.65 * 4200 * \left(31.9 - \frac{1.16}{2} \right) = 7.43 \text{ T} - \text{m} \quad (\text{Ec 5.4})$$

- SECCIÓN A3

La altura efectiva será

$$d = 50 - 5.6 = 44.4 \text{ cm}$$

La resistencia última a la flexión M_c será

$$M_{c3} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 * 5.65 * 4200 * \left(44.4 - \frac{1.16}{2} \right) = 10.40 \text{ T} - \text{m}$$

El momento promedio de la resistencia última la flexión será:

$$M_c = \frac{M_{c1} * H1 + M_{c2} * H2 + M_{c3} * H3}{H} \quad (\text{Ec 5.5})$$

$$H1 = 0.50 \text{ m}$$

$$H2 = 0.35 \text{ m}$$

$$H3 = 0.15 \text{ m}$$

$$H = 1.00 \text{ m}$$

$$M_c = \frac{3.99 * 0.50 + 7.43 * 0.35 + 10.40 * 0.15}{1.00} = 6.15 \text{ T} - m$$

Longitud crítica de la línea de rotura (Lc) según el patrón de falla.

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H * (M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{Ec. 3.109})$$

Donde:

L_t = Longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto $F_t = 1.07 \text{ m}$ TL-4 (Tabla 5.1)

H = Altura de barrera

M_b = Resistencia flexional adicional en la parte superior del muro

M_w = Resistencia flexional del muro respecto a su eje vertical

M_c = Resistencia flexional en voladizo respecto de un eje paralelo al eje del puente

L_c = Longitud crítica de la línea de rotura en el patrón de falla.

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8 * 1.00 * (0 + 5.01)}{6.15}} = 3.14 \text{ m}$$

Resistencia nominal a la carga transversal R_w :

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right) \quad (\text{Ec. 3.107})$$

Donde:

$F_t = 240000 \text{ N}$ para nivel TL-4 = 24.4 T

R_w = resistencia del parapeto

$$R_w = \left(\frac{2}{2 * 2.98 - 1.07}\right) \left(8 * 0 + 8 * 5.01 + \frac{6.15 * 3.14^2}{1.00}\right) = 38.03 \text{ Ton}$$

$$R_w > F_t$$

$$38.68 > 24.4 \text{ T} \quad \text{SI}$$

Transferencia de cortante entre la barrera y la losa

Se debe considerar la transferencia de corte en la interface en un plano dado por: una fisura existente o potencial, una interface entre diferentes materiales, o una interface entre dos hormigones colados en diferentes momentos. [6]

La resistencia nominal al corte del plano de interface se debe tomar como:

$$V_n = cA_{cv} + \mu[A_v f_y + P_c]$$

La resistencia nominal a la corte utilizada en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_n \leq 0.25 f'_c A_{cv}$$

O bien

$$V_n \leq 5.5 A_{cv}$$

Cortante actuante

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

$$V_{ct} = \frac{38.68 \text{ Ton}}{3.14 + 2 * 1.00\text{m}} = 7.52 \text{ T/m}$$

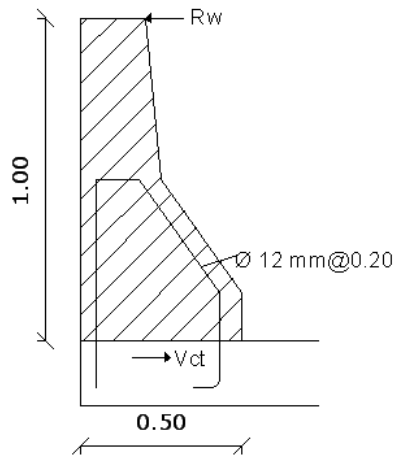


Figura 5. 5 Cortante entre barrera y losa

Cortante resistente

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_v f_y + P_c) \leq 0.2 f'_c A_{cv} \text{ ó } 5.5 A_{cv} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

Donde:

A_{cv} = área de corte en contacto = 50.0cm x 100cm = 5000 cm²

A_{vf} = armadura perpendicular al área de corte = $6.65 \text{ cm}^2/\text{m}$

c = factor de cohesión = $0.52 \text{ MPa} = 5.3 \text{ kg/cm}^2$ [6]

μ = coeficiente de fricción = $0.6\lambda = 0.6(1.0) = 0.6$

$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

P_c = fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte = peso del parapeto = $0.3113 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 747.12 \text{ kg}$.

En 1 m de ancho de barrera

$$V_n = 5.3 * 5000 \text{ cm}^2 + 0.6(5.65 \text{ cm}^2 4200 \text{ kg/cm}^2 + 747.12 \text{ kg}) \\ \leq 0.2 * 240 \text{ kg/cm}^2 5000 \text{ cm}^2$$

$V_n = 41.20 \text{ Ton/m}$

También es necesario verificar si V_n es mayor que la fuerza de corte producida por la colisión.

$$V_n > V_{ct}$$

$$41.20 \text{ T} > 7.52 \text{ Ton} \quad \text{Correcto}$$

Longitud de anclaje

La longitud básica de anclaje (l_{hb}) para una barrera terminada en gancho es:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

Donde:

d_b = diámetro de la barra = 12 mm

$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2 = 23.54 \text{ MPa}$

l_{hb} = Longitud básica de anclaje

$$l_{hb} = \frac{100 * 12 \text{ mm}}{\sqrt{23.54 \text{ MPa}}} = 247.35 \text{ mm} = 24.74 \text{ cm}$$

Considerando que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es mayor o igual que 64mm, la longitud básica de anclaje se afectará por el factor 0.7 [6]

Luego:

$$l_{dh} = 0.7 * l_{hb} = 0.7 * 24.74 = 17.30 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje no debe ser menor que $8d_b$ ó 15cm [6]

$$l_{dh} = 17.30 \geq \begin{cases} 8d_b \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

$$l_{dh} = 17.30 \geq \begin{cases} 8d_b = 9.6\text{cm} \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto la longitud de desarrollo $l_{dh} = 15\text{cm}$ es adecuada las barrea terminadas en gancho deben además extenderse $12d_b + 4d_b = 16 * 1.2 = 19.2\text{cm}$

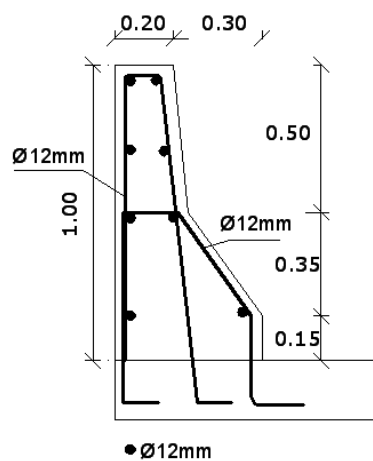


Figura 5. 6 Esquema de armado del Parapeto

B. DISEÑO DE PROTECCIÓN LATERAL VEHICULAR INTERNA [5]

Para las protecciones laterales internas del puente en diseño estarán constituidas por perfiles de guardavía tipo W las cuales son fabricadas según la AASTHO M-180. Dichas guardavías metálicas estarán soportadas por postes para lo cual se utilizarán canales tipo C de 150x150x4 mm dispuestos una separación de 3 m entre cada uno de ellos y sujetos a los costados por medio de pernos a los costados de los bordillos.

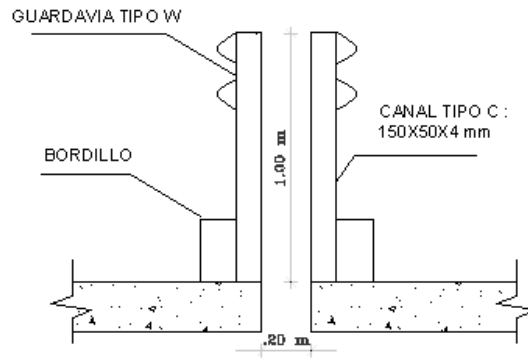


Figura 5. 7 Esquema del guardavía

Datos:

- Resistencia mínima a la cedencia del acero estructural A36 $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo admisible a la flexión $F_b = 0.55 \cdot F_y = 1392.05$
- Carga peatonal distribuida en el poste $w = 0.75 \text{ kg/cm}$
- Separación entre postes $L = 300 \text{ cm}$
- Altura de los postes $h = 100 \text{ cm}$

PASAMANOS

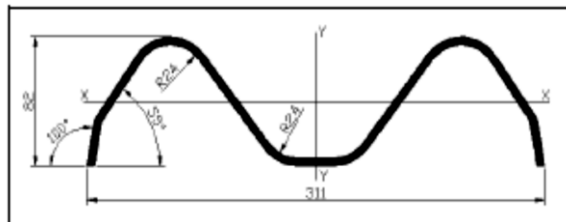


Figura 5. 8 Pasamanos tipo W

Verificación de esfuerzos:

$$I_{x-g} = 160.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{y-g} = 2277.78 \text{ cm}^4$$

$$C = 4.1 \text{ cm}$$

$$M \text{ (momento exterior en el pasamano)} = 0.1w \cdot L^2 = 0.1 \cdot 0.75 \cdot 300^2 = 6750 \text{ kg-cm}$$

$$F_{b-g} = M \cdot c / I_{x-g} = 6750 \cdot 4.1 / 160.16 = 172.80 \text{ kg/cm}^2$$

Si $F_b \geq F_{b-g}$ Correcto

$$1392.05 \geq 172.80 \text{ Correcto}$$

Por lo tanto los guardavías tipo W son adecuados

POSTES

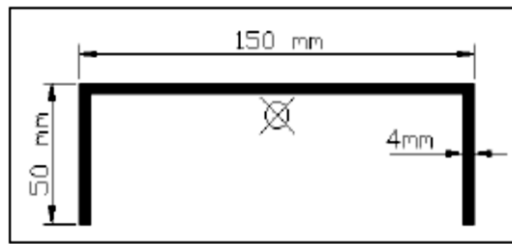


Figura 5. 9 Poste tipo C

Verificación de esfuerzos:

$$I_{x-p} = 20.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{y-} = 308.66 \text{ cm}^4$$

$$C = 7.5 \text{ cm}$$

$$M \text{ (momento máximo del poste)} = w \cdot L \cdot h = 0.75 \cdot 300 \cdot 100 = 22500 \text{ kg-cm}$$

$$F_b-p = M \cdot c / I_{y-p} = 22500 \cdot 7.5 / 308.66 = 546.73 \text{ kg/cm}^2$$

Si $F_b \geq F_b-p$ Correcto

$$1392.05 \geq 546.73 \text{ Correcto}$$

Por lo tanto los postes son adecuados

5.1.2. DISEÑO DEL TABLERO

Se diseña un tablero de hormigón armado con armadura principal perpendicular al tráfico con los siguientes datos:

- Luz (L) = 85.00 m
- Ancho de calzada (entre bordillos) = 10.65 m
- Numero de vigas = 10
- Distancia entre ejes de viga (S) = 2.35 m
- Capa de rodadura (e) = 5 cm
- Carga vehicular = HL – 93
- $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Son dos tableros gemelos que en la parte central del tablero tenemos separación longitudinal de 20 cm de ancho por lo que existe dos tableros de ancho 11.40 m.

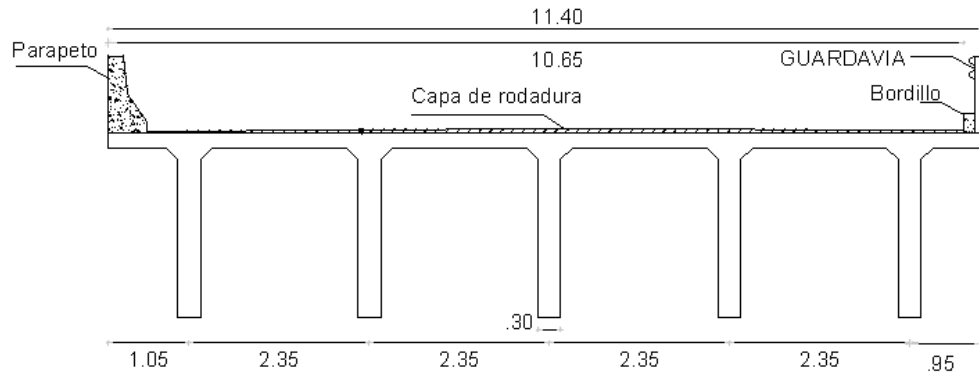


Figura 5.10 Sección transversal del puente gemelo

- Verificación del espesor del tablero

El espesor del tablero que se ha seleccionado en el prediseño cumple con la normativa AASHTO – LRFD y por lo tanto se adopta:

$$t = 20 \text{ cm}$$

- Cargas solicitantes

Carga muerta (DC) se determina el peso de los elementos permanentes tomando una franja del tablero en la dirección perpendicular al tráfico en este caso se tomara 1 m de ancho como se muestra en la figura fig. ..

1.- Peso del parapeto o barrera vehicular $W_p = 0.77 \text{ Ton/m}^3$

2.- Capa de rodadura $h = 5 \text{ cm}$

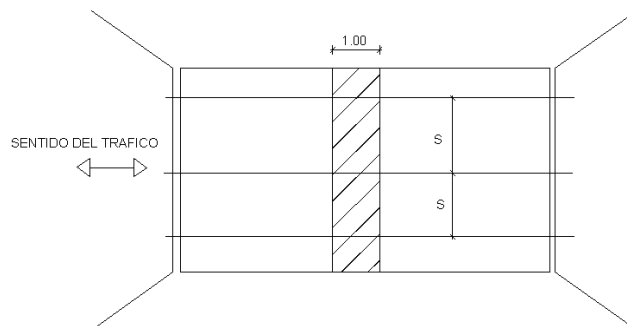


Figura 5.11 Franja de diseño perpendicular al tráfico.

Carga viva (LL + IM) se determina del camión de diseño según la AASHTO – LRFD que es el HL – 93.

– **Estados límites**

Criterios LRFD aplicables (Cap. 3 Tabla 3.5 y 3.6)

- RESISTENCIA I: $U = (1,25 \text{ ó } 0,9)DC + (1,5 \text{ ó } 0,65)DW + 1,75 (LL+IM)$
- SERVICIO I: $U = 1,0DC + 1,0DW + 1,0(LL+IM)$

– **Momentos flectores**

- La franja de tablero se considera como una viga continua, con vanos iguales a la distancia entre ejes de las vigas del puente (S) y voladizos de los lados (Lv).
- El momento máximo positivo en cualquier panel del tablero entre vigas es el mismo y el momento máximo negativo es el mismo sobre cualquier viga.
- Secciones de análisis en la viga equivalente que representa ala franja del tablero en análisis:
 - Apoyo exterior (apoyo B) para R y M^- máx.
 - En el primer apoyo interior (Apoyo C) para el M^- máx.
 - A $0,4*S$ del primer apoyo (B) para M^+ max
 - En el centro del vano central (CL) para M^+ max

Momento Negativo de diseño.

Calculamos el momento negativo de diseño en el primer apoyo interior para franjas de 1 m.

Carga muerta (DC) Peso propio de losa:

$$t = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Densidad del hormigón} = 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$Wl = 0.2\text{m} * 2.4 \text{ Ton/m}^3 * 1\text{m} = 0.48 \text{ T/m}$$

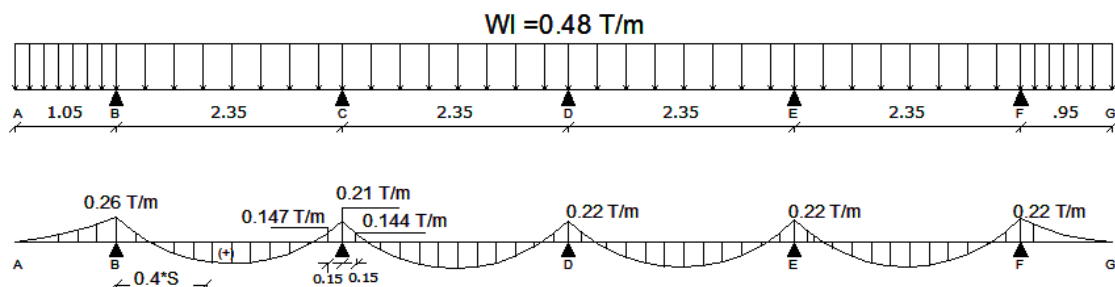


Figura 5. 12 Momentos por carga muerta de losa (DC)

Para momento negativo en construcciones monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara del primer apoyo interior. (AASHTO-LRFD Art. 4.6.1.6)

Del diagrama de momentos obtenidos con Sap 2000:

$$M_{Dc1} = -0.211 \text{ Ton- m (en eje C)}$$

$$M_{Dc1} (\text{izq}) = -0.147 \text{ Ton- m (cara izq C)}$$

$$M_{Dc1} (\text{der}) = -0.144 \text{ Ton- m (cara der C)}$$

$$M_{Dc} \text{ a } 0.4*S = -0.211 \text{ Ton- m (en eje B)}$$

Peso propio parapeto (Wp)

$$\text{Área} = 0.32 \text{ m}^2$$

$$\text{Densidad del hormigón} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

$$Wp(\text{externa}) = 0.32 * 2.4 = 0.77 \text{ Ton/m}$$

$$Wp(\text{interna}) = W_{\text{guardavia}} + W_{\text{bordillo}}$$

$$Wp(\text{interna}) = 0.075 + (0.15 * 0.25 * 2.4) = 0.17 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Aplicado en } X = 0.17 \text{ m}$$

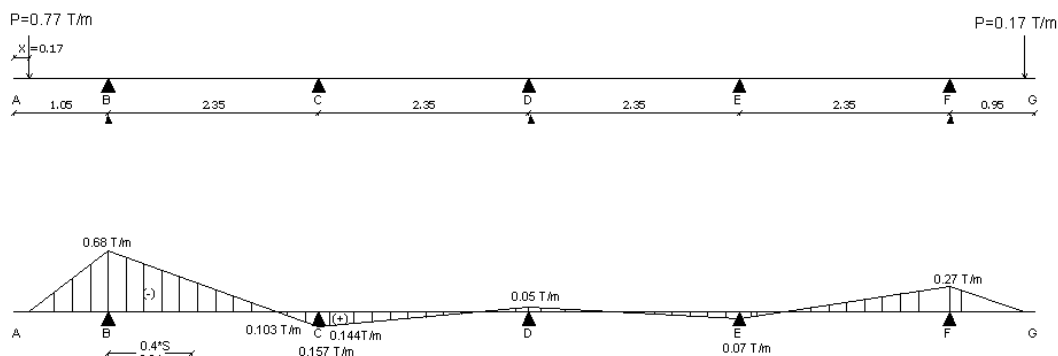


Figura 5. 13 Momentos por peso propio de parapeto (Wp)

Del diagrama de momentos:

$$M_{Dc1} = 0.157 \text{ Ton- m (en eje C)}$$

$$M_{Dc1} (\text{izq}) = 0.103 \text{ Ton- m (cara izq C)}$$

$$M_{Dc1} (\text{der}) = 0.144 \text{ Ton- m (cara der C)}$$

$$M_{Dc} \text{ a } 0.4*S = 0.344 \text{ Ton- m (en eje B)}$$

Peso capa de rodadura (DW)

$$H = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Densidad} = 2.25 \text{ T/m}^3$$

$$W_{DW} = 0.05 * 1.0 * 2.25 = 0.11 \text{ Ton/m}$$

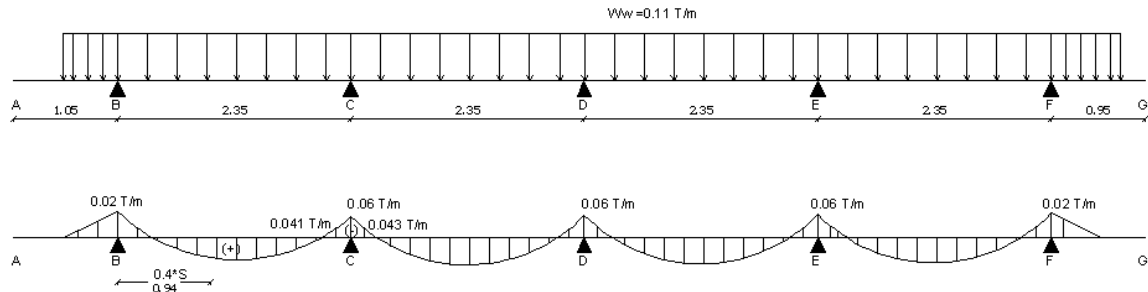


Figura 5. 14 Momentos por capa de rodadura (DW)

Del diagrama de momentos:

$$M_{Dc1} = -0.060 \text{ Ton- m (en eje C)}$$

$$M_{Dc1} (\text{izq}) = -0.041 \text{ Ton- m (cara izq C)}$$

$$M_{Dc1} (\text{der}) = -0.043 \text{ Ton- m (cara der C)}$$

$$M_{Dc} \text{ a } 0.4*S = 0.041 \text{ Ton- m (en eje B)}$$

Carga viva y efecto de carga Dinámica (LL+IM).- Para momento flector en el apoyo C calculamos el momento por carga viva en la sección de máximo momento negativo colocando los ejes de carga de camión en posiciones críticas.

Se aplica el método aproximado de franjas perpendiculares al tráfico para la carga del eje del camión de diseño 14.8 Ton (145 kN), el ancho de las franjas transversales equivalentes interiores sobre las cuales las cargas de la rueda deben considerarse distribuidas longitudinalmente en los tableros de hormigón fundido en obra [3]

- Voladizo : $E_v = 1140 + 0,83 X$ (Ec 5.12)
- Momento positivo: $E (+) = 660 + 0,55 S'$ (Ec 5.12)
- Momento negativo : $E (-) = 1220 + 0,25 S'$ (Ec 5.12)

Por lo tanto para el momento negativo:

$$S' = 2350 \text{ mm}$$

$$E = 1220 + 0.25 \cdot 2350 \text{ mm}$$

$$E = 1808 \text{ mm} = 1.81 \text{ m}$$

Por lo tanto el Momento negativo crítico incluido el efecto de carga dinámica es:

$$M_{C(-)LL+IM} = m \times \frac{M_{(-)}}{E_{(-)}} \times 1.33 \quad (\text{Ec 5.7})$$

– Para una vía cargada $m = 1.2$

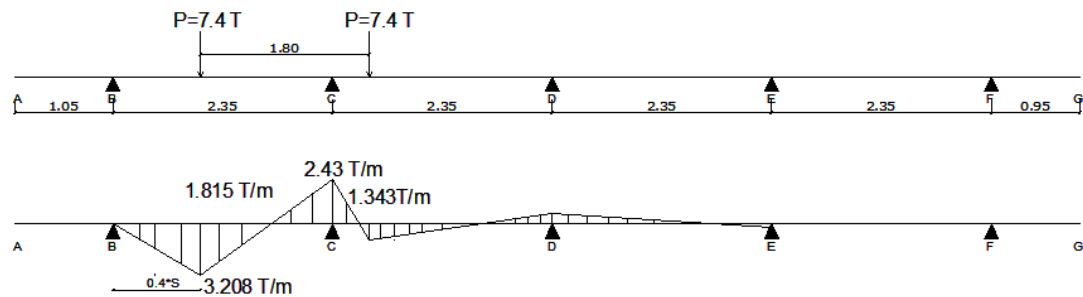


Figura 5. 15 Momentos por carga viva (LL+IM)

Del diagrama de momentos:

$$M_{LL+IM} = -2.43 \text{ Ton- m (en eje C)}$$

$$M_{LL+IM} (\text{izq}) = -1.815 \text{ Ton- m (cara izq C)}$$

$$M_{LL+IM} (\text{der}) = -1.343 \text{ Ton- m (cara der C)}$$

$$M_{LL+IM} \text{ a } 0.4 \cdot S = 3.208 \text{ Ton- m (en eje B)}$$

Remplazando en la Ec 5.13 y para una vía cargada obtenemos:

$$M_{C(-)LL+IM} = 1.2 \times \frac{-2.43}{1.81} \times 1.33 = -2.15 \text{ T/m}$$

$$M_{Ci(-)LL+IM} = 1.2 \times \frac{-1.815}{1.81} \times 1.33 = -1.60 \text{ T/m}$$

$$M_{Cd(-)LL+IM} = 1.2 \times \frac{-1.343}{1.81} \times 1.33 = -1.19 \text{ T/m}$$

Momentos Negativos por cargas en apoyo C

CARGA	TIPO	M(-) izq	M(-) eje	M(-) der	γ
		T – m	T – m	T – m	
Losa	DC1	-0,15	-0,21	-0,14	1,25
Barrera	DC2	0,10	0,16	0,14	0,9
Asfalto	DW	-0,04	-0,06	-0,04	1,5
Carga viva	LL+IM	-1,60	-2,15	-1,19	1,75

Figura 5. 16 Resumen de momentos negativos

Para el diseño por Estado límite de Resistencia 1; $n = n_D n_R n_I = 1$ (Cap. 3 Tabla 3.5 y 3.6)

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + (1.5 \text{ ó } 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Ec 5.8})$$

Donde:

M_u = Momento ultimo de flexión (por momento negativo)

M_{DC} = Momento por carga muerta

M_{DW} = Momento por carga muerta

$M_{(LL+IM)}$ = Momento por carga muerta

En eje C:

$$M_u = 1[(1.25 \cdot -0.21) + (0.9 \cdot 0.16) + (1.50 \cdot -0.06) + (1.75 \cdot -2.15)] = -3.97 \text{ T – m}$$

En cara de viga izquierda:

$$M_u = 1[(1.25 \cdot -0.15) + (0.9 \cdot 0.10) + (1.50 \cdot -0.04) + (1.75 \cdot -1.60)] = -2.96 \text{ T – m}$$

En cara de viga derecha:

$$M_u = 1[(1.25 \cdot -0.14) + (0.9 \cdot 0.14) + (1.50 \cdot -0.04) + (1.75 \cdot -1.19)] = -2.19 \text{ T - m}$$

a) **Momento Positivo de diseño.-** Se lo calculara en la sección ($X = 0.4 L$)

Carga muerta (DC)

$$M_{DC1} = 0.075 \text{ T-m}$$

$$M_{DC2} = -0.344 \text{ T-m}$$

Carga por capa de rodadura (DW)

$$M_{DW} = 0.041 \text{ T-m}$$

Carga Viva y efecto de carga Dinámica (LL+IM) (Cap. 3 Tabla 3.8)

$$E (+) = 660 + 0.55*S' \quad (\text{Ec 5.9})$$

$$S' = 2350 \text{ mm}$$

$$E = 660 + 0.55*2350 \text{ mm}$$

$$E = 1952.5 \text{ mm} = 1.95 \text{ m}$$

$$M_{0.4L} = 3.21 \text{ T/m}$$

$$M_{(+)\text{LL+IM}} = 1.2 * \frac{3.21}{1.95} * 1.33 = 2.62 \text{ Ton/m}$$

Momentos Positivos por carga en 0.4L

CARGA	TIPO	M (+)	γ (Resistencia 1)
Losa	DC1	0,075	1,25
Barrera	DC2	-0,344	0,9
Asfalto	Dw	0,041	1,5
Carga viva	LL+IM	2,62	1,75

Cuadro 5. 1 Resumen de momentos positivos a 0.4L

Para el diseño por Estado límite de Resistencia 1; $n = n_D n_R n_I = 1$ (Cap. 3 Tabla 3.5; 3.6)

$$M_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + (1.5 \text{ ó } 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Ec 5.14})$$

$$M_u = 1[(1.25*0.075) + (0.9*-0.344) + (1.50*0.041) + (1.75*2.62)]$$

$$M_u = 4.43 \text{ T-m}$$

CALCULO DEL ACERO

Sin considerar el refuerzo de compresión, el momento resistente:

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Donde: $a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$ (Ec 5.2)

Para una aproximación inicial sustituimos $(d - a/2)$ por el producto $(j*d)$, por tanto el valor aproximado de la armadura requerida para resistir un momento $\phi M_n = M_u$ es igual a:

$$A_s = \frac{M_u}{0.85 * j * d}$$

Cuando $\phi = 0.9$ [ASSTHO LRFD Art 5.5.4.2.1] y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, entonces para secciones ligeramente reforzadas el coeficiente $j = 0.92$. [3]

- Acero negativo perpendicular al tráfico:

$$M_u = -2.96 \text{ T-m}$$

Utilizando $\Phi = 16\text{mm}$ y recubrimiento de $r = 5.0 \text{ cm}$ (AASHTO-LRFD Tabla 5.12.3-1)

$$z = \text{rec}b + \frac{\theta}{2} \quad (\text{Ec 5.1})$$

$$z = 5 + \frac{1.6}{2} = 5.60 \text{ m}$$

Altura efectiva será:

$$d = t - z$$

$$d = 20 - 5.6 = 14.40 \text{ cm}$$

El acero negativo lo calculamos con la siguiente expresión donde:

M_u = Momento ultimo a la flexión

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi * f_y * j * d} \quad (\text{Ec 5.9})$$

$$A_s(-) = \frac{2.96 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.92 * 5.80} = 5.99 \text{ cm}^2 = 3 \phi 16$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b} \quad (\text{Ec 5.10})$$

$$a = \frac{5.99 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.04 \text{ cm}$$

Utilizando $\Phi = 16 \text{ mm}$ la separación será:

$$S = \frac{A_{s\theta}}{A_{s(-)}} = \frac{2.01}{5.99} = 0.30 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

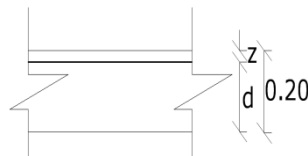


Figura 5. 17 Acero negativo

Por lo tanto se debe usar 1 Ø 16 mm @ 0.30 m

As máximo

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (\text{Ec 3.10})$$

Donde:

c = distancia desde a fibra externa en compresión al eje neutro

d_e = altura efectiva

β = factor de fisuración

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.22$$

$$d_e = 14.20 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.08 \leq 0.42 \quad \text{Correcto}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

1.2 M_{cr} y 1.33 M_u .

$$a) \quad 1.2 M_{cr} = 1.2 f_r * S ; \text{ donde} \quad (\text{Ec 5.18})$$

fr = Módulo de ruptura

S = distribución de esfuerzos

$$fr = 2.01 * \sqrt{f'c} kg/cm^2 = 2.01 * \sqrt{280} kg/cm^2 = 33.63 kg/cm^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6.67 cm^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 fr * S = 2.69 \text{ Ton-m}$$

$$b) \quad 1.33Mu ; \text{ donde:} \quad (Ec 5.12)$$

Mu = Momento factorado por las combinaciones de carga

$$1.33Mu = 1.33 * 4.43 = 5.90 \text{ Ton-m}$$

El menor valor es 2.69 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 5.99 cm² por lo tanto resiste.

$$\therefore Mu = 4.43 > 2.69 \text{ SI}$$

- **Acero positivo perpendicular al tráfico:**

$$Mu = 4.43 \text{ T-m}$$

Utilizando $\Phi = 16 \text{ mm}$ y recubrimiento $r = 2.5 \text{ cm}$ (AASHTO-LRFD Tabla 5.12.3-1)

$$z = \text{recb} + \frac{\theta}{2} \quad (Ec 5.1)$$

$$z = 2.5 + \frac{1.6}{2} = 3.30 \text{ m}$$

Altura efectiva será:

$$d = t - z$$

$$d = 20 - 3.30 = 16.70 \text{ cm}$$

El acero negativo lo calculamos con la siguiente expresión donde:

Mu = Momento ultimo a la flexión

$$A_s(+) = \frac{Mu}{\Phi \times f_y \times j \times d} \quad (Ec 5.9)$$

$$A_s(+)=\frac{4.33 * 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.92 * 16.70}=6.87 \text{ cm}^2$$

El área en compresión será:

$$a=\frac{A_s * f_y}{\phi \times f'_c \times b} \quad (\text{Ec 5.2})$$

$$a=\frac{6.87 * 4200}{0.85 * 280 * 100}=1.31 \text{ cm}$$

Utilizando $\Phi = 16 \text{ mm}$ la separación será:

$$S=\frac{A_{s\theta}}{A_{s(-)}}=\frac{2.01}{6.87}=0.25 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

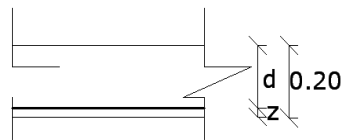


Figura 5. 18 Acero positivo

Por lo tanto se debe usar 1 Ø 16 mm @ 0.25 m

As máximo

$$\frac{c}{de} \leq 0.42 \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=1.54$$

$$de=16.70 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{de}=0.092 \leq 0.42 \quad SI$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de :

1.2 Mcr y 1.33Mu.

b) $1.2M_{cr} = 1.2 f_r S$; donde

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_{ck}} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 * \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 f_r S = 2.69 \text{ Ton-m}$$

c) $1.33M_u$; donde: (Ec 5.12)

$$1.33M_u = 1.33 * 4.43 = 5.90 \text{ Ton-m}$$

El menor valor es 2.69 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 6.87 cm^2 por lo tanto resiste.

$$\therefore M_u = 2.96 > 2.69 \text{ SI}$$

As de temperatura:

Se colocará por no contar con ningún tipo de acero en la parte superior de la losa en el sentido del tránsito.

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * A_g \quad (\text{Ec 5.13})$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * 20 * 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocará dos capas: } 3.6/2 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Utilizando $\Phi 12 \text{ mm}$ por lo que S será:

$$\Phi 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{As_{\theta}}{As(-)} \quad (\text{Ec 5.11})$$

$$S = 1.13/2.26$$

$$S = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx.}} = 3t = 3 * 0.2 = 0.6 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

Por lo tanto se debe usar 1 Ø 12 mm @ 0.45 m

As de distribución:

Se coloca en la parte inferior de las losas en dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (\text{Ec 5.14})$$

Donde:

S = distancia entre cara de vigas = 2050.00 mm

$$\% = 84.81 > 67 \%$$

$$\therefore \% = 0.67$$

$$A_{s_{\text{repart}}} = \% A_s (+)$$

$$A_{s_{\text{repart}}} = 0.67 * 8.44 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Utilizando Φ 12 mm por lo que S será:

$$\Phi 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{s0}}{A_{s(-)}} \quad (\text{Ec 5.11})$$

$$S = 1.13/5.65$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

Por lo tanto se debe usar 1 Ø 12 mm @ 0.20 m

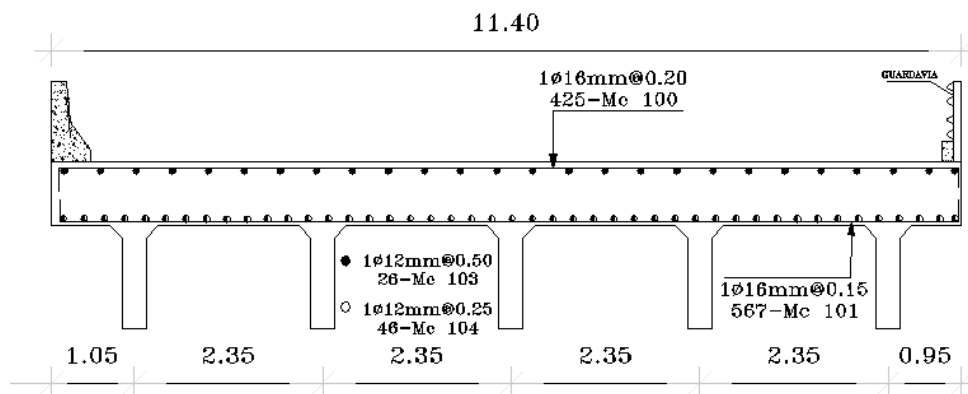


Figura 5. 19 Armado de Losa

DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO

Para el diseño de la losa en voladizo se lo realiza chequeando la carga que produce la barrera vehicular en el volado, con estados de carga Resistencia y Evento extremo (Cap. 3 Tabla 3.5; 3.6)

RESISTENCIA I: $U = n [1.25D_c + 1.5DW + 1.75 (LL + IM)]$

EVENTO EXTREMO II: $U = n [1.0DC + 1.0DW + 1.0 (LL + IM)]$

- **Momento de flexión por ancho de faja 1.00 m [6]**

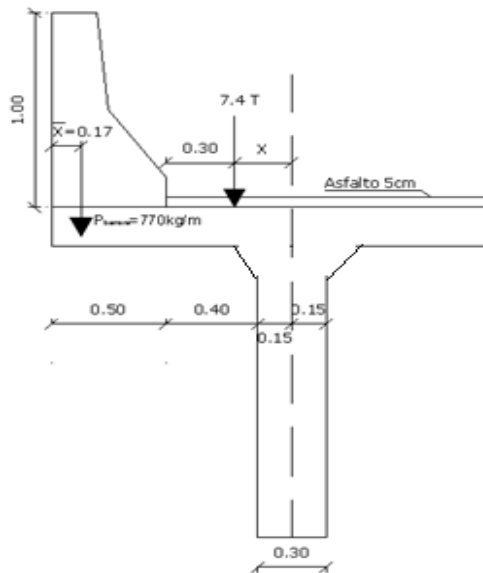


Figura 5. 20 Cargas aplicadas en cara de viga

Considerando el momento flector en la cara de la viga se tiene:

$$W_{losa} = 0.20 \times 1.0 \times 2400 \text{ kg/cm}^3 = 480 \text{ kg/m}$$

$$L = 0.5 + 0.3 = 0.80 \text{ m}$$

$$M_{DC1} = \frac{W_{losa} * L^2}{2} \quad (\text{Ec 5.15})$$

$$M_{DC1} = \frac{480 * 0.8^2}{2} = 153.60 \text{ kg-m}$$

$$P_{barrera} = 0.32 \times 1.0 \times 2400 \text{ kg/cm}^3 = 768.00 \text{ kg}$$

$$\bar{X} = 0.17 \text{ m}$$

$$M_{DC2}=P_B(L-\bar{X}) \quad (\text{Ec 5.16})$$

$$M_{DC2}=768.00*(0.8-0.17) = 483.84 \text{ kg-m}$$

$$\text{Por lo tanto: } M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2}$$

$$M_{DC} = 153.60 + 483.843 = 637.44 \text{ Kg -m}$$

Carga superficie de rodadura DW

$$W_{asf} = 0.05*1.0*2250 \text{ kg/cm}^3 = 112.50 \text{ kg/m}$$

$$L = 0.30 \text{ m}$$

$$M_{DW} = \frac{W_{asf} * L^2}{2} \quad (\text{Ec 5.15})$$

$$M_{DW} = \frac{112.50*0.3^2}{2} = 5.06 \text{ kg-m}$$

Carga viva LL

El ancho de franja en que se distribuye el eje de rueda es (Cap. 3 Tabla 3.8):

$$E = 1140 + 0.833X \quad (\text{Ec 5.17})$$

Donde:

$$X = \text{distancia entre la carga y el punto de apoyo} = 0.25 \text{ m}$$

$$E = 1140 + 0.833*250 \text{ mm} = 1348.25 \text{ mm} = 1.35 \text{ m}$$

El momento del eje de rueda distribuido en ancho E afectado por el factor de presencia múltiple ($m = 1.2$) y el incremento por carga dinámica ($I = 0.33$) es:

$$M_{LL+IM} = \left[\frac{\frac{P}{2} * M * I}{E} \right] * 0 \quad (\text{Ec 5.18})$$

$$P/2 = 7.4 \text{ Ton}$$

$$I = 1.33$$

$$m = 1.2$$

$$M_{LL+IM} = 0 \text{ kg-m}$$

- Tableros que soportan parapetos de hormigón

Para el caso de diseño 1 (Cap. 3), el tablero del puente se puede diseñar para proveer una resistencia flexional M_s (Nmm/mm) que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T (N/mm) aquí especificada sea mayor que la M_c del parapeto en su base. La fuerza de tracción axial T se puede tomar de la siguiente manera:

$$T = \frac{R}{L_c + 2H} \quad (\text{Ec 5.19})$$

Colisión Vehicular CT

$$M_{CT} = \left(\frac{R_w}{L_c + 2H} \right) * H \quad (\text{Ec 5.20})$$

Donde:

M_{CT} = Momento por colisión vehicular

L_c = longitud crítica de rotura = 3.14 m

R_w = Resistencia nominal a la carga transversal = 38.68 Ton

H = altura de parapeto = 1.00 m

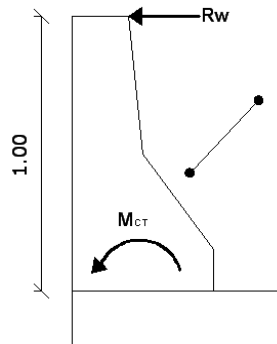


Figura 5. 21 Barrera sometida a colisión vehicular

$$M_{CT} = \left(\frac{38.68 \text{ Ton}}{3.14 \text{ m} + 2 * 1.00 \text{ m}} \right) * 1.00 \text{ m}$$

$$M_{CT} = 7.53 \text{ Ton-m}$$

Calculo del Acero

Para el cálculo del acero lo realizamos por la combinación de cargas para el Estado Límite de Evento Extremo II y para Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$ (AASHTO-LRFD Tabla 3.4.1-1)

- Estado Límite de Resistencia I

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Ec 5.14})$$

$$M_u = 1.00 * [1.25 * 637.44 + 1.50 * 5.06 + 1.00 * 0]$$

$$M_u = 804.40 \text{ kg-m} = 0.80 \text{ Ton-m}$$

- Estado Límite de Evento Extremo II

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.00M_{CT}] \quad (\text{Ec 5.21})$$

$$M_u = 1.00 * [1.25 * 637.44 + 1.50 * 5.06 + 1.00 * 7530]$$

$$M_u = 8329.69 \text{ kg-m} = 8.33 \text{ Ton-m}$$

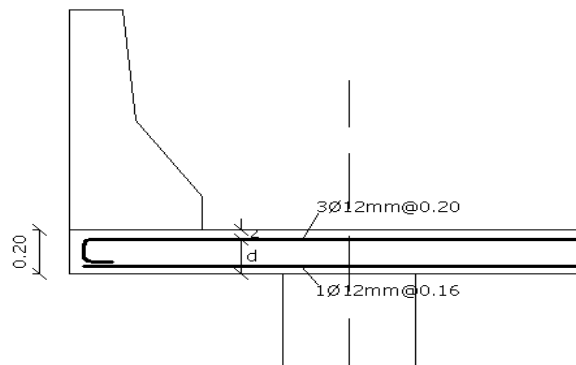


Figura 5. 22 Colocación del acero en voladizo

El momento por Estado Límite de Evento Extremo II es el que rige para el diseño, probaremos 3 Φ 12 mm @ 0.20 m.

$$M_u = 8.33 \text{ Ton-m}$$

El acero A_s (-) será:

$$A_s (-) = 1.13 \text{ cm}^2 / 0.20 \text{ m} = 16.95 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Luego:

$$z = \text{recb} + \frac{\theta}{2} \quad (\text{Ec 5.1})$$

$$z = 5 + \frac{12}{2} = 5.60 \text{ m}$$

Altura efectiva será:

$$d = t - z$$

$$d = 20 - 5.6 = 14.40 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Ec 5.2})$$

$$a = \frac{16.95 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100}$$

$$a = 2.99 \text{ cm}$$

La resistencia nominal a la flexión se la obtiene de la siguiente expresión:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia (Evento extremo) [6] = 1.0

$$\phi M_n = 1.0 \cdot 16.95 \cdot 4200 \left(14.40 - \frac{2.99}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 9.19 \text{ Ton-m}$$

Se debe reducir el momento por la fuerza de tensión axial ejercida por la colisión en el volado:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (\text{Ec 5.22})$$

Donde:

L_c = longitud crítica de rotura = 3.14 m

R_w = Resistencia nominal a la carga transversal = 38.68 Ton

H = altura de parapeto = 1.00 m

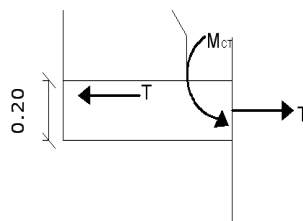


Figura 5. 23 Tensión axial producida por la colisión

$$T = \frac{38.68 \text{ Ton}}{3.14\text{m} + 2 * 1.00\text{m}}$$

$$T = 6.97 \text{ Ton/m}$$

Resolviendo como un caso de momento de flexión y tensión combinados

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1.0 \quad (\text{Ec 5.23a})$$

Luego la capacidad es

$$M_u = \phi M_n \left(1 - \frac{P_u}{\phi P_n} \right) \quad (\text{Ec 5.23b})$$

Donde:

$$A_{st} = A_s(-) + A_s(+) = 16.95 + 8.48 = 25.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$P_u = T = \text{carga última} = 7.53 \text{ Ton/m}$$

$$\phi P_n = \phi A_{st} * f_y = 1.0 * 25.43 \text{ cm}^2/\text{m} * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 106785 \text{ kg} = 106.79 \text{ Ton}$$

$$\phi M_n = 9.19 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 9.19 * \left(1 - \frac{6.97}{106.79} \right)$$

$$M_u = 8.59 \text{ Ton-m}$$

$$\therefore M_u > M_u (\text{Evento Extremo II})$$

$$\therefore 8.54 \text{ Ton-m} > 8.33 \text{ Ton-m}$$

Usar 3 Φ 12 mm @ 0,20 m

Longitud de Desarrollo [6]

El refuerzo negativo en el volado, debajo de la barrera debe resistir $M_{CT} = 6.97 \text{ Ton-m}$. Luego chequeamos la longitud de desarrollo en esa zona: (AASHTO LRFD Art 5.11.2.4.1)

$$l_{dh} = l_{hb} * \text{factor de modificacion} \quad (\text{Ec 5.24})$$

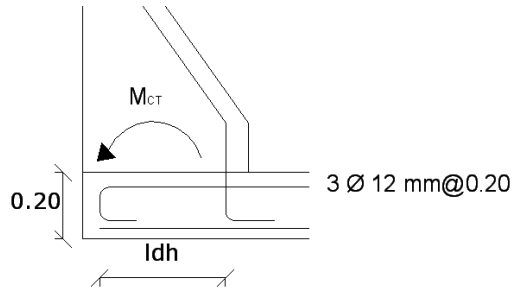


Figura 5. 24 Longitud de desarrollo para el voladizo

Siendo la longitud básica de desarrollo:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

$$d_b = 12 \text{ mm}$$

$$f'_c = 27.47 \text{ MPa} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_{hb} = \frac{100 * 12}{\sqrt{280}}$$

$$l_{hb} = 228.96 \text{ mm} = 22.90 \text{ cm}$$

Consideremos que $\frac{\text{As requerido}}{\text{As proveido}} \approx \frac{\text{Mu requerido}}{\text{Mu proveido}} = \frac{6.97 \text{ Ton-m}}{8.59 \text{ Ton-m}}$ (Cap. 3) y que el recubrimiento al plano del gancho es mayor que 64 mm (factor 0.7), la longitud de anclaje es:

$$l_{dh} = l_{hb} * F * \left(\frac{Mu_{req}}{Mu_{prov}} \right) \quad (\text{Ec 5.25})$$

Donde:

$$\text{Factor} = 0.7$$

$$Mu_{req} = 7.53 \text{ Ton-m} = M_{CT}$$

$$Mu_{prov} = 8.54 \text{ Ton-m}$$

$$l_{hb} = 22.90 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 22.90 \text{ cm} * 0.7 * \left(\frac{7.53 \text{ Ton-m}}{8.54 \text{ Ton-m}} \right)$$

$$l_{dh} = 14.10 \text{ cm}$$

Se dispone de las barras adicionales del volado:

$$B - 2 \cdot z = 50 \text{ cm} - 2 \cdot 5.60 \text{ cm} = 38.80 \text{ cm BIEN}$$

Longitud de las barras adicionales del volado

Las barras adicionales colocadas en la parte superior de la losa deben extenderse más allá del eje central de la viga exterior hacia el primer tramo interior de losa.

Para determinar la longitud de esta extensión es necesario encontrar la distancia donde las barras adicionales ya son requeridas.

Donde:

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$\phi = \text{factor de resistencia} = 0.90$$

$$D = 20 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - 1.2/2 = 14.40 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 / 0.20 \text{ m} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La altura de tensiones equivalente será:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi \times f'_c \times b} \quad (\text{Ec 5.2})$$

$$a = \frac{5.65 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100}$$

$$a = 1.00 \text{ cm}$$

La resistencia nominal del momento negativo en la losa es:

$$M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_n = 0.9 \cdot 5.65 \cdot 4200 \left(14.40 - \frac{1}{2} \right)$$

$$M_n = 2.97 \text{ Ton-m}$$

Para el Estado Límite de Evento Extremo II, el momento negativo con $\phi = 1.0$ se incrementa a:

$$M_u = M_n \cdot \frac{\phi}{\phi}$$

$$Mu = 2.97 \text{ Ton} - m * \frac{1}{0.9}$$

$$Mu = 3.30 \text{ Ton-m}$$

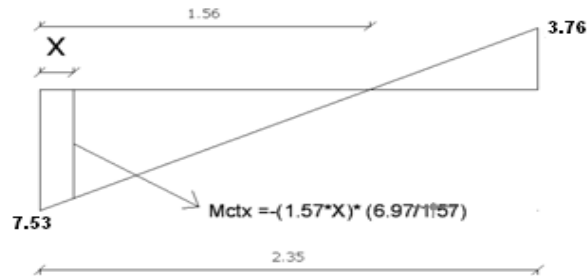


Figura 5. 25 Diagrama de momento por colisión en tramo interior de losa

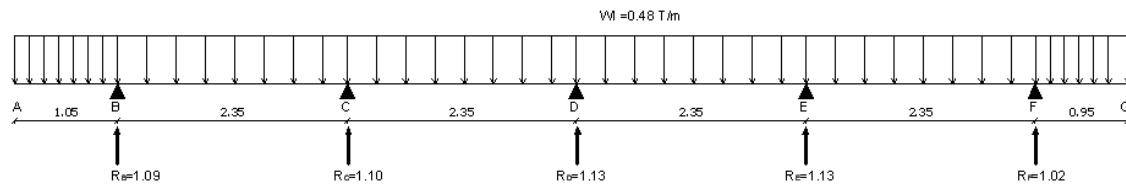


Figura 5. 26 Carga de losa y reacciones en apoyos

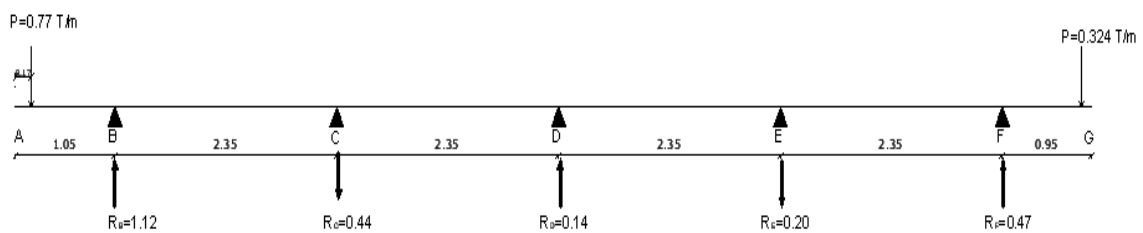


Figura 5. 27 Carga de barandas y reacciones en apoyos.

En el primer tramo interior de la losa se tiene los siguientes momentos flectores:

- Carga muerta (DC)

$$\text{Losa: } Mx = -0.48 * \frac{(1.05+X)^2}{2} + 1.09X$$

$$\text{Parapeto: } Mx = -0.77 * (0.88 + X) + 1.12X$$

- Carga superficie de rodadura (DW)

Se desprecia por ser pequeña

- Carga por colisión Vehicular (CT)

$$M_{CT} = \frac{-6.97}{1.57} * (1.57 - X)$$

La distancia X se encuentra igualando $M_u = 3.30$ Ton-m, con el momento correspondiente al Evento Extremo II:

$$-M_u = 1.0[1.25M_{DCx} + 1.0M_{CTx}]$$

$$-3.30 = 1.0 \left[1.25 * \left(-0.48 * \frac{(1.05 + X)^2}{2} + 1.09X - 0.77 * (0.88 + X) + 1.12X \right) + 1.0 * \left(\frac{-6.97}{1.57} * (1.57 - X) \right) \right]$$

Resolviendo se obtiene, $X = 0.41$ m

Se agrega además: (AASHTO LRFD Art 5.11.1.2)

La longitud de $15 d_b = 15 * 1.2 \text{ cm} = 0.18$ m

Se tiene un total de: $0.41 + 0.18 = 0.59$ m, esta longitud se compara con la longitud de desarrollo desde la cara de la viga para seleccionar la mayor.

La longitud básica en tensión es:

$$l_{db} = \frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06d_b f_y$$

Donde:

$$A_b = \text{área de barra} = \Phi 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$d_b = \text{diámetro de barra} = 1.2 \text{ cm} = 12.0 \text{ mm}$$

$$l_{db} = \frac{0.02 * 113 * 412}{\sqrt{27.46}} \geq 0.06 * 12 * 412$$

$$l_{db} = 177.67 \text{ mm} \geq 296.65 \text{ mm NO}$$

Por lo que la longitud de desarrollo será:

$$l_{db}=296.65\text{mm}=29.67\text{cm} \cong 30.00 \text{ cm}$$

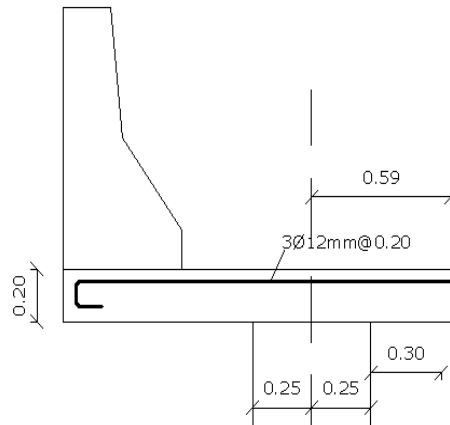


Figura 5. 28 Longitud de desarrollo del acero adicional

5.1.3. ELEMENTOS PRINCIPALES

DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS

Esta alternativa plantea un puente de dos vanos con dos superestructuras gemelas de sección compuesta formadas por vigas simplemente apoyadas de hormigón pretensado y tablero de hormigón armado fundido en obra.

Datos de diseño

La tabla representa las características geométricas que tiene el puente.

Descripción	Asignación	Dimensión (m)
Longitud del puente	L	42.5
Ancho del puente	B	23.0
Numero de vigas	Nv	10
Espesor de capa de rodadura	Easf	0.05
Espesor de losa	T	0.2
separación entre vigas	S	2.35

Tabla 5. 2 Características geométricas

Características de los materiales

Hormigón en losa

En la tabla se muestra las propiedades del hormigón en losa.

Peso específico	2.4 t/m ³	2400 kg/m ³
Resistencia a compresión	280 kgf/cm ²	28 MPa

Tabla 5. 3 Hormigón en losa

Hormigón en vigas

En la tabla se muestra las propiedades del hormigón para vigas.

Peso específico	2.4 t/m ³	2400 kg/m ³
Resistencia a compresión	350 kgf/cm ²	35 MPa

Tabla 5. 4 Hormigón en vigas

Capa de rodadura

En la tabla 2.7 se observa el peso específico de la capa de rodadura.

$$\text{Peso específico} = 2.25 \text{ Ton/m}^3 \text{ (2250 kg/cm}^3\text{)}$$

Pre dimensionamiento de la viga [14]

Johannes Johansson en el diseño y cálculo de estructuras pretensadas, propone para las construcciones presforzadas, que el peralte mínimo sea:

$$\text{Vigas simplemente apoyadas:} \quad h = \frac{L}{15} \text{ a } \frac{L}{20}$$

$$\text{Vigas continuas, sin cartelas:} \quad h = \frac{L}{20} \text{ a } \frac{L}{25}$$

$$\text{Vigas acarteladas, altura en el centro del tramo} \quad h = \frac{L}{50}$$

Siendo:

L = longitud del puente

h = peralte de la viga

Entonces el peralte de la viga se determina con el siguiente cálculo:

$$h = \frac{1}{15} \text{ a } \frac{1}{20}$$

$$h = \frac{42.5}{15} \quad \text{a} \quad \frac{42.5}{20} = 2.83\text{m} \quad \text{a} \quad 2.13\text{m}$$

b = ancho de viga

$h = 2.40 \text{ m}$; $b = 0.30 \text{ m}$ } Adoptado
Sección transversal del puente con vigas de hormigón postensadas.

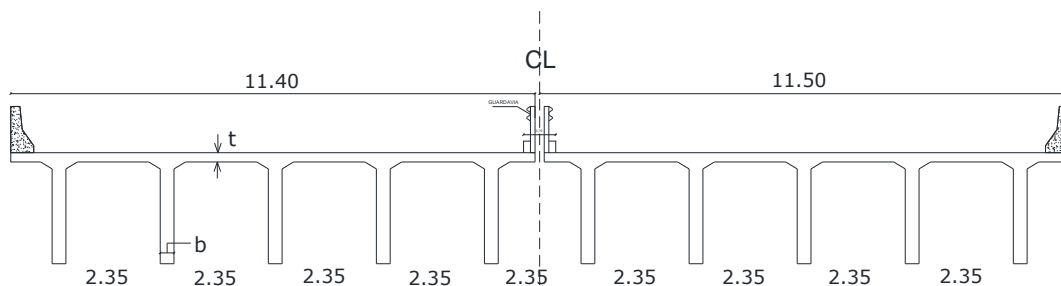


Figura 5. 29 Sección Transversal

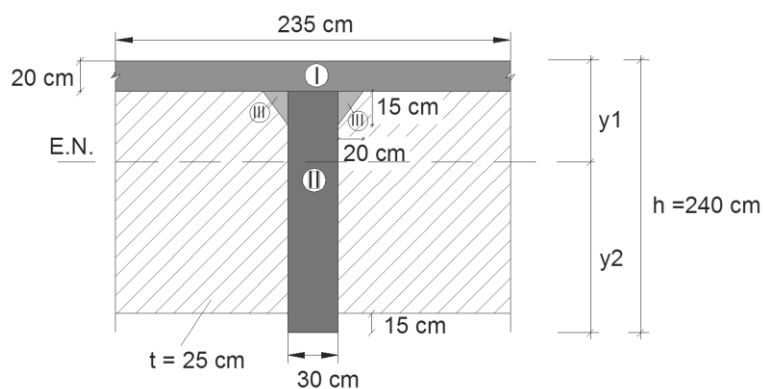


Figura 5. 30 Propiedades de la Sección transversal de la viga en el centro de la luz

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{y} el borde superior del patín (Eje 1)

SECCION	AREA	\bar{y}	$\bar{y}A \text{ (cm}^3\text{)}$	$\bar{y}^2 A \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{cg} \text{ (cm}^4\text{)}$
I	4700	10	47000	470000	156666,7
II	6600	130	858000	111540000	26620000
III	300	25	7500	187500	3750
Σ	11600		912500	112197500	26780417

Cuadro 5. 2 Propiedades Geométricas de la Sección de la viga

– Centro de gravedad:

Y = distancia al centroide de la sección

$$\bar{y} = \frac{\sum yA}{A} = \frac{912500}{11600} = 78,66 \text{ cm}$$

Luego: $y_1 = 78,67 \text{ cm}$
 $y_2 = 240 - 78,67 = 161,34 \text{ cm}$

– **Inercia :**

$$I_1 = \sum I_{cg} + \sum y^2 A = 26780417 + 112197500 = 138977917 \text{ cm}^4$$

$$I_{cg} = I_1 - y^2 A = 138977917 - 112197500 = 67197205 \text{ cm}^4$$

– **Modulo de Sección:**

S_s = módulo de sección referido a la fibra superior s_1

S_i = módulo de sección referido a la fibra inferior s_2

$$S_s = \frac{I_{cg}}{y_1} = \frac{67197205}{78,66} = 854233 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I_{cg}}{y_2} = \frac{67197205}{161,34} = 416504 \text{ cm}^3$$

– **Distancia del Núcleo:**

K_s = distancia del núcleo referido a la fibra superior

k_i = distancia del núcleo referido a la fibra inferior

$$k_s = \frac{S_i}{A} = \frac{416504}{11160} = 35,91 \text{ cm}$$

$$k_i = \frac{S_s}{A} = \frac{854233}{11160} = 73,64 \text{ cm}$$

MÓDULOS DE SECCIÓN MÍNIMOS

$$S_{s \text{ min}} = \frac{M_{(d+l)} + (I - R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{ti}} \quad (\text{Ec 3.31a})$$

$$S_{i \text{ min}} = \frac{M_{(d+l)} + (I - R)M_o}{-Rf_{ci} + f_{ts}} \quad (\text{Ec 3.31b})$$

Donde:

– **Cargas Iniciales:**

Peso Propio de la viga:

$$W_{pp} = 1,16m^2 * \frac{2,4T}{m^3} = 2,78 T/m$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{2,78 * 42,5^2}{8} = 628,58 T - m$$

– **Diafragmas:**

Espesor del diafragma: $t = 25\text{cm}$

Diafragma, ubicados a 8,5 m uno del otro:

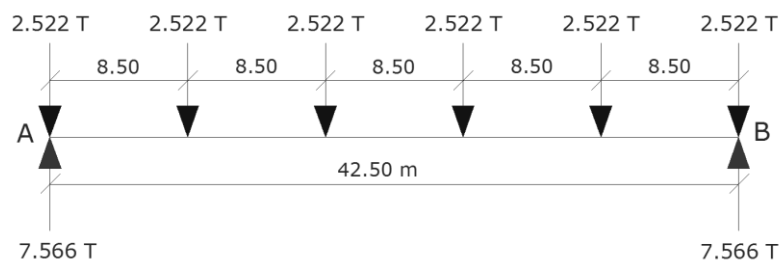


Figura 5. 31 Diagrama de Cargas del diafragma

$$P_{\text{diaf}} = (2,35 - 0,30) * (2,40 - 0,20 - 0,15) * 0,25 * 2,4$$

$$P_{\text{diaf}} = 2,522 T$$

$$M_{m\acute{a}x} = (2,522 * 3) * \frac{42,5}{2} - 2,522 * \frac{42,5}{2} - 2,522 * (8,5 * 1,5) - 2,522(8,5 * 0,5)$$

$$M_{m\acute{a}x} = 64,30 T - m$$

$$\text{Luego: } M_o = 628,58 T - m + 64,30 T - m = 692,87 T - m$$

Cargas aplicadas:

Calculo del peso del asfalto.

Espesor de la capa de rodadura = 0,05 m

$$W_{\text{asf2}} = 0,05m * 2,35m * 2,25T/m^3 = 0,264 T/m$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{0,264 * 42,5^2}{8} = 59,69 T - m$$

– Carga Viva HL-93 [2]

Para determinar M_{LL+IM} Tomamos el valor de la tabla 2, para una longitud de 42,5m se interpolan los valores dando el resultado el siguiente:

$$M_{LL+IM} = 633,63 T - m$$

MOMENTO Y REACCIÓN MÁXIMOS POR CARGA HL-93
CON IM=0.33

MOMENTO (Tn-m)					REACCIÓN (Tn)				
LUZ (m)	x(m) PUNTO DE MOM.MAX	CAMIÓN Ó (1)=TANDEM	S/C EQUIV	M(LL+ IM)	LUZ (m)	CAMIÓN	TANDEM	S/C EQUIV	V(LL+IM)
39	18.78	284.6	182.27	560.78	39	30.77	22.06	18.72	59.65
40	19.28	292.89	191.75	581.29	40	30.84	22.06	19.20	60.21
41	19.78	292.89	201.47	602.03	41	30.89	22.07	19.68	60.77
42	20.28	301.18	211.43	623.02	42	30.95	22.08	20.16	61.32
43	20.78	309.47	221.63	665.71	43	31.00	22.09	20.64	61.87
44	21.28	326.05	232.07	687.42	44	31.05	22.09	21.12	62.42
45	21.78	334.34	242.75	709.36	45	31.10	22.10	21.60	62.96
46	22.28	342.63	253.67	731.55	46	31.14	22.11	22.08	63.50
47	22.78	350.92	264.83	753.98	47	31.23	22.11	22.56	74.04
48	23.28	359.21	276.23	776.65	48	31.27	22.12	23.04	64.57
49	23.78	367.51	287.87	776.65	49	31.27	22.13	23.52	65.11
50	24.28	375.8	299.75	799.56	50	31.31	22.13	24.00	65.64

Tabla 5. 5 Momentos y Reacción Máximos por Carga HL-93

Puentes de Viga y Losa [6]

Distribución g en la viga interior

- **Dos carriles cargados:**
g = factor de distribución

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lt_s^3} \right)^{0.1} \quad (Ec 5.32)$$

Con:
$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}} = 1 \quad (Ec 5.33)$$

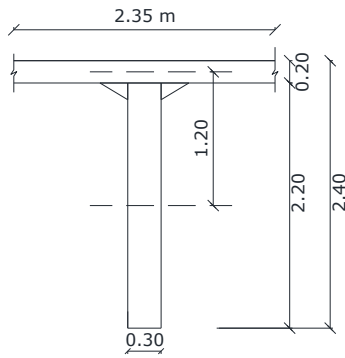


Figura 5. 32 Sección de la viga

$$A = 30 * 220 = 6600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{30 * 220^3}{12} = 26620000 \text{ cm}^4$$

$$e_g = \frac{240}{2} = 120 \text{ cm}$$

$$k_g = n[I + Ae_g^2] = 1(26620000 + 6600 * 120^2) = 121660000 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{k_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} = \left(\frac{121660000}{4250 * 20^3} \right)^{0.1} = 1,14$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} = 0.075 + \left(\frac{2350}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{2350}{42500} \right)^{0.2} * 1,14 = 0,64$$

- **Un carril cargado:**

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{L t_s^3} \right)^{0.1} \quad (Ec 5.33)$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2350}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{2350}{42500} \right)^{0.3} * 1,14 = 0,43$$

Luego: $M_{LL+IM} = 0,64 * 633,63 = 403,10 T - m$

Entonces: $M_{d+l} = 59,69 + 403,10 = 462,80 T - m$

Resumen:

Cargas Iniciales: $M_o = 692,873 \text{ T-m}$

Cargas de Servicio: $\underline{M_{d+1}} = 462,800 \text{ T-m}$

$M_t = 1155,67 \text{ T-m}$

Límites para la tensión en el hormigón**Esfuerzos admisibles [6]****– Iniciales (transferencia)**

Fibra superior:

$$\begin{aligned} f_{ti} &= 0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ MPa} & [SI] \\ f_{ti} &= 0.80\sqrt{f'_{ci}} \leq 14 \text{ kg/cm}^2 & [MKS] \end{aligned} \quad (\text{Ec 5.34})$$

$$f_{ti} = 0.80\sqrt{280} = 13,39 \text{ kg/cm}^2 \leq 14 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$\begin{aligned} f_{ci} &= -0.60 f'_{ci} \\ f_{ci} &= -0.60(280) = -168 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

– Aplicadas (en servicio)

Fibra superior:

CASO I : carga total

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -0,60 f'_{ci} & (\text{Ec 5.82}) \\ f_{cs} &= -0,60 * 350 = -210 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

CASO II: sobrecarga y semisuma de presforzado + cargas permanentes

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -0,40 f'_{ci} & (\text{Ec 5.83}) \\ f_{cs} &= -0,40 * 350 = -140 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Fibra inferior:

$$f_{ts} = 0 \quad (Ec 5.35)$$

– **Módulos de Sección requeridos**

R = % de fuerza inicial después de las pérdidas

$$R = 0,85$$

$$S_s \min = \frac{M_{(d+l)} + (I - R)M_o}{-f_{cs} + Rf_{ti}} = \frac{462,80 * 10^5 + (1 - 0,85) * 692,873 * 10^5}{-(-210) + 0.85 * 13,39} = 255998,85 \text{ cm}^3$$

$$S_i \min = \frac{M_{(d+l)} + (I - R)M_o}{-Rf_{ci} + f_{ts}} = \frac{462,80 * 10^5 + (1 - 0,85) * 692,873 * 10^5}{-0.85 * (-168) + 0} = 396867,38 \text{ cm}^3$$

Como:

$$S_s = 854233 > S_s \min = 255999 \quad \text{Sección adecuada}$$

$$S_i = 416504 > S_i \min = 396867 \quad \text{Sección adecuada}$$

CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE LOS CABLES Y FUERZA INICIAL EN EL CENTRO DE LA LUZ

Inicialmente:

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e - k_i}{M_o + f_{ti} S_s} \quad (Ec 5.36)$$

$$\frac{1}{P_i} \geq \frac{e - 73,64}{692,87 * 10^5 + 13,39 * 854233} = \frac{e - 73,64}{80722566,24}$$

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e + k_s}{M_o - f_{ci} S_i} \quad (Ec 5.37)$$

$$\frac{I}{P_i} \geq \frac{e + k_s}{M_o - f_{ci} S_i} = \frac{e + 35,905}{692,87 * 10^5 - (-168) * 416504} = \frac{e + 35,905}{135961044,1}$$

Finalmente:

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e + k_s)}{M_t - f_{ts} S_i} \quad (Ec 5.38)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{0,85(e + 35,905)}{1155,67 - 0 * 4166504} = \frac{e + 35,91}{135961044,1}$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{R(e - k_i)}{Mt + f_{cs} S_s} \quad (Ec 5.88)$$

$$\frac{1}{P_i} \leq \frac{0,85(e - 73,64)}{1155,67 + (-210) * 854233} = \frac{e - 73,64}{-75084748,05}$$

La distancia entre el eje de cables y la fibra extrema la aproximaremos a un valor entre 5%h á 15%h.

Luego

$$z = 10\%(240\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

$$z = 20 \text{ cm (Se adopta)}$$

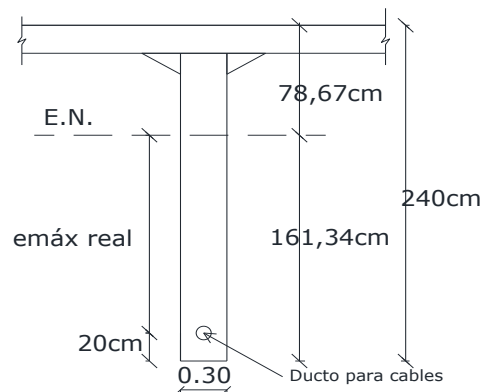


Figura 5. 33 Sección y propiedades de la viga T

Se toma:

$$e_{\text{máx real}} = 161,34 - 20 = 141,34 \text{ cm}$$

De la inecuación anterior, en el centro de luz:

$$\text{Con } e=141,34 \text{ cm, } \frac{1}{P_i} = 1,304 * 10^{-6} kg^{-1}$$

$$P_i = 767,09 \text{ T}$$

– **ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO [6]**

$$\text{Servicio I: } U = n [1,00 (DC + DW) + 1,00 (LL + IM)]$$

$$\text{Servicio II: } U = n [1,00 (DC + DW) + 0,80 (LL + IM)]$$

$$U = n [1,25 (DC) + 1,50 (DW) + 1,75 (LL + IM)]$$

Servicio III:

Se hará uso de $n=\eta_D \eta_R \eta_i = 1$

COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS EN CENTRO DE LUZ

– ESTADO DE SERVICIO 1

En condiciones iniciales:

Fibra superior (ecuación 1)

$$f_{ti} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_s} - \frac{M_o}{S_s} \quad (Ec 5.39)$$

$$f_{ti} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_s} - \frac{M_o}{S_s} = -\frac{767,09}{11600} + \frac{767,09 * 141,34}{854233} - \frac{692,87 * 10^5}{854233}$$

$$f_{ti} = -20,32 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{ti} = 13,39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracc)} \quad \text{Bien}$$

Fibra interior (ecuación 2)

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_i} + \frac{M_o}{S_i} \quad (Ec 5.90)$$

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_i} + \frac{M_o}{S_i} = -\frac{767,09}{11600} - \frac{767,09 * 141,34}{416504} + \frac{692,87 * 10^5}{416504}$$

$$f_{ci} = -160,08 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{ci} = -160,00 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{Bien}$$

En condiciones finales:

$$\text{Con } P = R * P_i = 0,85 * (767,09 \text{ T}) = 652,03 \text{ T}$$

Fibra superior (ecuación 4)

CASO 1 (Carga total)

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A} + \frac{RP_i e}{S_s} - \frac{Mt}{S_s} \quad (Ec 5.40)$$

$$f_{cs} = -\frac{652,03}{11600} + \frac{652,03 * 141,34}{854233} - \frac{1155,67 * 10^5}{854233}$$

$$f_{cs} = -83,62 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{cs} = -210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{Bien}$$

Caso II (Sobrecarga y semisuma de presforzado + Cargas permanentes)

$$f_{cs} = -\frac{Ml}{S_s} + \frac{1}{2} \left[-\frac{RPi}{A} + \frac{RPie}{S_s} - \frac{Mpp + asf}{S_s} \right] \quad (\text{Ec 5.41})$$

$$f_{cs} = -\frac{403,10 * 10^5}{854233} + \frac{1}{2} \left[-\frac{652,03 * 10^3}{11600} + \frac{(652,03 * 10^3) * 141,34}{854233} - \frac{692,87 * 10^5 + 59,69}{854233} \right]$$

$$f_{cs} = -65,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{cs} = -140 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{Bien}$$

Fibra inferior (Ecuación 3)

$$f_{ts} = -\frac{RPi}{A} - \frac{RPi \ e}{Si} + \frac{Mt}{Si} \quad (\text{Ec 5.42})$$

$$f_{ts} = -\frac{RPi}{A} - \frac{RPi \ e}{Si} + \frac{Mt}{Si} = -\frac{652,03 * 10^3}{11600} - \frac{(652,03 * 10^3) * 141,34}{416504} + \frac{1155,67 * 10^5}{416504}$$

$$f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 = \text{admitido : } f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Bien}$$

ESTADO DE SERVICIO III

– En condiciones iniciales:

Fibra superior (Ecuación 1)

$$f_{ti} = -\frac{Pi}{A} + \frac{Pi \ e}{S_s} - \frac{Mo}{S_s} = -\frac{767,09 * 10^3}{11600} + \frac{(767,09 * 10^3) * 141,34}{854233} - \frac{692,87 * 10^5}{854233}$$

$$f_{ti} = -29,32 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{ti} = -13,39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracc)} \quad \text{Bien}$$

Fibra superior (Ecuación 2)

$$f_{ci} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_i} + \frac{M_o}{S_i} = -\frac{767,09 * 10^3}{11600} - \frac{(767,09 * 10^3) * 141,34}{416504} + \frac{692,87 * 10^5}{416504}$$

$$f_{ti} = -160,08 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{ti} = -168 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{Bien}$$

En condiciones finales:

Fibra Superior (Ecuación 4)

– **Caso I (Carga Total)**

$$f_{cs} = -\frac{R_{Pi}}{A} + \frac{R_{Pi} e}{S_s} - \frac{M_o + M_d + 0.80 M_l}{S_s} =$$

$$f_{cs} = -\frac{652,03 * 10^3}{11600} + \frac{(652,03 * 10^3) * 141,34}{854233} + \frac{(59,69 * 10^5) + (692,87 * 10^5) + 0.80 * (403,10 * 10^5)}{854233}$$

$$f_{cs} = -74,18 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{cs} = -210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{Bien}$$

– **Caso II (Sobrecarga y semisuma de presforzado + cargas permanentes)**

$$f_{cs} = -\frac{0.8 M_l}{S_s} + \frac{1}{2} \left[-\frac{R_{Pi}}{A} + \frac{R_{Pie}}{S_s} - \frac{M_{pp} + a s f}{S_s} \right] \quad (\text{Ec 5.43})$$

$$f_{cs} = -\frac{0.8 * 403,10 * 10^5}{854233} + \frac{1}{2} \left[-\frac{652,03 * 10^3}{11600} + \frac{(652,03 * 10^3) * 141,34}{854233} - \frac{692,87 * 10^5 + 59,69 * 10^5}{854233} \right]$$

$$f_{cs} = -55,96 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{cs} = -140 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{Bien}$$

Fibra inferior (Ecuación 3)

$$f_{cs} = -\frac{R_{Pi}}{A} - \frac{R_{Pi} e}{S_i} + \frac{M_o + M_d + 0.80 M_l}{S_i} \quad (\text{Ec 5.44})$$

$$f_{ts} = -\frac{652,03 * 10^3}{11600} - \frac{(652,03 * 10^3) * 141,34}{416504} + \frac{692,87 * 10^5 + 59,69 * 10^5 + 0.80 * 403,10 * 10^5}{516504}$$

$$f_{ts} = -19,36 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido : } f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (no tracción)} \quad \text{Bien}$$

NUMERO DE CABLES REQUERIDOS POR VIGA

Con cables Ø 7mm ($A = 0.385 \text{ cm}^2$)

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 18,984 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$f_{pi} = 0.70 f_{pu} \quad (Ec \ 5.95)$$

$$f_{pi} = 0.70 f_{pu} = 0.7 * 18984 = 13,289 \text{ kg/cm}^2$$

Con $P_i = 767,09 \text{ T}$ (centro de luz), después de las pérdidas $P = R P_i$

$$P = 0.85 * (767,09 \text{ T}) = 652,03 \text{ T}$$

$$N^{\circ} \text{ cables} = \frac{652,03}{0.385 * 13289 / 1000} = 128 \text{ cables}$$

VERIFICACIÓN POR ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I

– **Método aplicado:**

$$M_u = 1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,75 M_{LL+IM}$$

$$M_u = 1,25 * 692,87 + 1,50 * 59,69 + 1,75 * 403,10 = 1661,06 \text{ T-m}$$

RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOLICITADOS A FLEXIÓN [6]

– **Momento resistente de la viga:**

Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo cuando $f_{pe} \geq 0,5 f_{pu}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (Ec \ 5.44)$$

Donde:

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \text{tensión en el acero de presforzado debido al presforzado, luego de las pérdidas} \\ &= P/A = 652,03 / (128 * 0.385 \text{ cm}^2) = 13232 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 13232 \text{ kg/cm}^2 > 0.5(18984 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 13232 \text{ kg/cm}^2 > 9492 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{pu} &= \text{resistencia a la tensión especificada del acero de presfuerzo} \\ &= 18,984 \text{ kg/cm}^2 \text{ (270 ksi)} \end{aligned}$$

f_{ps} = esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (Ec 5.45)$$

$k = 0.28$ para cables de baja relajación [6]

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo

c = distancia desde el eje neutro a la cara en compresión

$$c = 240\text{cm} - 20\text{cm} = 220\text{ cm}$$

Para calcular c , asumimos un comportamiento rectangular de la sección y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c , es menor o igual que el espesor de la losa: $h_f = 20\text{ cm}$.

Donde:

$$a = \beta_1 * c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 * f'_c * \beta_1 * b + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$A_{ps} = \text{área del acero de presfuerzo} = 128 * (0.385\text{cm}^2) = 49,35\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{área del refuerzo de tensión del acero no presforzado} = 0$$

$$A'_s = \text{área del refuerzo de compresión} = 0$$

$$f'_c = \text{resistencia cilíndrica del concreto} = 350\text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = \text{resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de tensión}$$

$$f'_y = \text{resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de compresión}$$

$$\beta_1 = 0,85 f'_c \leq 280\text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,85 - \frac{0,05 * (f'_c - 280)}{70} \geq 0,65 \quad \text{para } f'_c > 280\text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,85 - \frac{0,05 * (350 - 280)}{70} = 0,80$$

$$b = \text{ancho efectivo del patín de compresión} = 200\text{cm}$$

$$c = \frac{49,35 * (18984)}{0,85 * 350 * 0,80 * 200 + 0,28 * 19,74 * \left(\frac{18984}{220}\right)} = 19.56 \text{ cm}$$

$$c = 19,56 < hf = 20\text{cm} \quad \text{Bien}$$

Por lo tanto, el comportamiento de sección rectangular asumido es válido.

El esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo es:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = 18984 * \left(1 - 0,28 \frac{19.56}{220} \right) = 18511 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.46})$$

$$a = \beta_1 * c = 0,80 * (19,56) = 15,64 \text{ cm}$$

$$M_n = 49,35 * (18,575) \left(220 - \frac{0,016}{2} \right) = 1935,56 \text{ T-m}$$

Resistencia a la Flexión [6]

Momento resistente de la viga

$$M_u = \phi * M_n$$

Donde $\phi = 1.00$ para flexión y tensión en concreto presforzado

Luego:

$$M_u = 1935,56 \text{ T-m} > M_n = 1661,06 \text{ T-m} \quad \text{bien}$$

COLOCACIÓN DE LOS CABLES

LONGITUD	COLOCACIÓN DE CABLES									
Parcial	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25
Acumulada	4,25	8,5	12,75	17	21,25	25,5	29,75	34	38,25	42,5

$$Y = 4f/L^2$$

$$f = 1.95$$

PUNTO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
X (m)	0	4,25	8,5	12,75	17	21,25	25,5	29,75	34	38,25	42,5
Y (m)	0	0,702	1,248	1,638	1,872	1,950	1,872	1,638	1,248	0,702	0,000

CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS DEL POSTENSADO A LO LARGO DEL CABLE

Perdida de fricción por el efecto oscilante o de longitud y oscilación

$$P_1 = P_2 * e^{-(kl + \mu\theta)} \quad (Ec \ 5.46)$$

Donde:

K= coeficiente de fricción

θ = ángulo entre dos puntos del cable

$$\theta_K^A = \frac{8f}{L}$$

$$\theta_K^A = \frac{8f}{L} = \frac{8 * 1.95}{42.5} = 0.3671 \text{ rad}$$

$$\theta/m = \frac{0.3671}{42.5} = 0.008637 \text{ rad/m}$$

$$R = L/\theta = \frac{42.5}{0.3671} = 115.77 \text{ m}$$

Valores recomendados por la AASHTO para los coeficientes de fricción

Tipo de acero	Tipo de ducto	k: (1/m)	μ
Alambre o cables	Vaina rígida y semirígida de metal galvanizado	0,0066	0,15 - 0,25
	Polietileno	0,0066	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	0,00066	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	0,00066	0,3

Tabla 5. 6 Coeficientes de fricción para tendones de postensado [6]

Para el diseño se consideraron los siguientes valores:

$$\mu = 0,25$$

$$k = 0.005$$

$$f = 1,95$$

TRAMO	L	K*L	θ	U* θ	e	f (Pa)	%
A-B	4,25	0,02125	0,0367	0,0092	0,9700	0,9700	3
B-C			0,0367	0,0092	0,9909	0,9612	4
C-D			0,0367	0,0092	0,9909	0,9524	5
D-E			0,0367	0,0092	0,9909	0,9437	6
E-F			0,0367	0,0092	0,9909	0,9351	6
F-G			0,0367	0,0092	0,9909	0,9265	7
G-H			0,0367	0,0092	0,9909	0,9181	8
H-I			0,0367	0,0092	0,9909	0,9097	9
I-J			0,0367	0,0092	0,9909	0,9014	10
J-K			0,0367	0,0092	0,9909	0,8931	11

CORTE EN VIGAS POSTENSADAS

$P_{d1} = 2,78 \text{ T/m}$ peso de viga

$P_{d2} = 1,38 \text{ T/m}$ peso de losa + diafragma

$P_{d3} = 0,388 \text{ T/m}$ peso de baranda + capa de rodadura

$P(l+i) = 2,85 \text{ T/m}$ carga viva

$P_f = P = 652,03 \text{ T}$

Cálculo de V_D

$$P_{DT} = 2,78 + 1,38 + 0,388 = 4,548 \text{ T/m}$$

$$R_{DT} = 4,548 * \frac{42,5}{2} = 96,65 \text{ T}$$

$$V_{x(1,10)} = R_{DT} - px = 96,65 - 4,548 * 1,1 = 91,64 \text{ T}$$

$$V_D = 91,64 \text{ T} \quad \text{No factorado}$$

Calculo de V_i

$$V_{l(1,1)} = 42,5 - 2 * 1,1 = 40,3 \text{ T}$$

$$V_i = 40,3 * 2,17 = 87,45 \text{ T}$$

$$V_i = 87,45 \text{ T} \quad ; \text{ corte factoreado en la sección considerada (h/2=1,1 m)}$$

Calculo de M_{cr}

$$M_{CR} = S_{I1}(300 + f_{pe} - f_d) \quad (Ec \ 5.46)$$

$$f_{pe} = f_{ci}^{PF} = \frac{Pf}{A1} \left(1 + \frac{e_{1,1}}{ki}\right) = \frac{652,03}{0,69} \left(1 + \frac{0,071}{0,736}\right) = 1036,5892 \text{ T/m}$$

$$f_d = |f_{ci}^{MDT}| = \left| \frac{M_{D1}}{S_2} \right| + \left| \frac{M_{D2}}{S_1} \right|$$

$$\mu = \frac{p}{2} xz \quad ;$$

$$M_{D1} = \frac{4,16}{2} * 1,1 * 41,4 = 94,72 \text{ T-m}$$

$$M_{D2} = \frac{0,388}{2} * 1,1 * 41,4 = 8,83 \text{ T-m}$$

$$f_{ci}^{MDT} = \frac{94,72}{0,85} + \frac{8,83}{0,416} = 132,68 \frac{T}{m^2} \approx 133 \frac{T}{m^2}$$

$$M_{CR} = 0,854 * (300 + 1036,59 - 133) = 1028 \text{ T-m}$$

Momento en la sección $x = h/2 = 1,10 \text{ m}$

$$M(L+I)_{\max} = \frac{p(L+I)}{2} * XZ = \frac{2,85}{2} * 1,1 * 41,4$$

$$M(L+I)_{\max} = 64,91 \text{ T-m}$$

$$M(L+I)_{\max} \text{ factorado} = M_{\max} = 140,58 \text{ T-m}$$

$$V_{ci} = \frac{0,16\sqrt{350} * 20 * (0,8 * 2,2)}{1000} + 91,64 + 87 * \frac{1028}{140,85}$$

$$V_{ci} = 730,14 \text{ T}$$

$$V_{ci} > 0,45 * \sqrt{f'c} * b * d \quad ; \quad d > 0,8h$$

$$V_{ci} > 0,45 * \sqrt{350} * 25 * 1,76$$

$$730,14 > 37,04 \text{ T} \quad \text{Bien}$$

Cálculo de V_{cw}

$$\text{Calculo de } f_{pc} : f_{pc} = f_{CG(2)}^{TOTAL}$$

En etapa 1:

$$M1 = \frac{p1}{2} * xz = 94,72 \text{ T-m}$$

$$f_{ci(1)} = \frac{Pf}{A1} \left(1 + \frac{e_{1,1}}{Ki} \right) - \frac{M}{Si1}$$

$$f_{ci(1)} = \frac{652,03}{0,69} \left(1 + \frac{0,071}{0,736} \right) - \frac{94,72}{0,416} = 808,65 \frac{T}{m}$$

$$f_{cs}^{Pf+pd1,2} = \frac{Pf}{A1} \left(1 - \frac{e_{1,1}}{Ks} \right) + \frac{M}{Ss1}$$

$$f_{cs}^{Pf+pd1,2} = \frac{652,03}{0,69} \left(1 - \frac{0,071}{0,359} \right) + \frac{94,72}{0,854} = 869,026 \frac{T}{m}$$

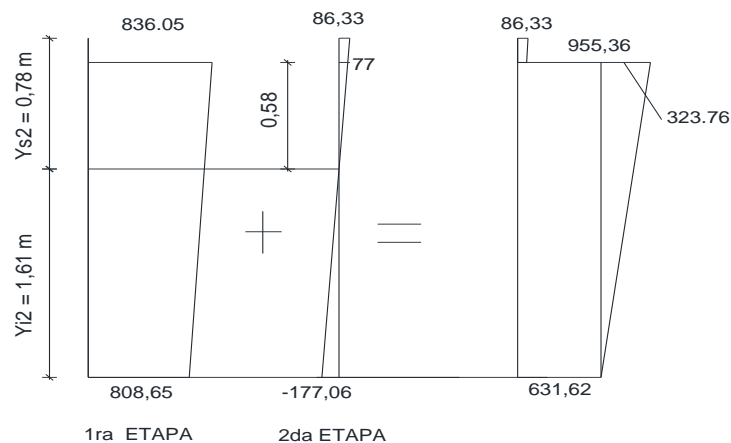
En etapa 2:

$$p_{(D3+I)} = 0,388 + 2,85 = 3,24 T/m$$

$$M2 = \frac{p_{(D3+I)}}{2} * XZ = \frac{3,24}{2} * 1,1 * 41,4 = 73,74 t - m$$

$$f_{ci}^{M2} = -\frac{M2}{Si2} = -\frac{73,74}{0,417} = -177,06 \frac{T}{m}$$

$$f_{cs}^{M2} = \frac{M2}{Ss2} = \frac{73,74}{0,854} = 86,33 \frac{T}{m}$$



$$f_{pc} = 631,59 + \frac{323,76}{2,2} * 1,613 = 869,03 \frac{T}{m^2} = 86,90 \frac{kg}{m^2}$$

$$V_{cw} = (0,93 * \sqrt{f'c} + 0,30 f_{pc}) b' d + V_p$$

$$V_{cw} = (0,93 * \sqrt{350} + 0,30 * 86,90) * \frac{30 * 176}{1000} + 0,18 * 652,03 = 346,84 T$$

Tenemos entonces:

$$V_c = V_{cw} = 346,84 \text{ T}$$

DISEÑO AL CORTE

$$A \quad h/2 ; \quad \frac{V_u}{\phi} = \frac{1}{0,85} * (1,3 * 91,64 + 2,17 * 40,3) = 243,04 \quad V_n \text{ requerido}$$

$$V_n = V_c + V_s ; \quad 243,04 = 346,83 + V_s$$

$$V_s = -103,80 \rightarrow \text{No se requiere estribos, poner los mínimos necesarios} \quad \text{normativos}$$

$$S \leq 0,75 h$$

$$S \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Sea } S = 60 \text{ cm}$$

$$A_v \geq \frac{3,52 b' s}{f_y} \rightarrow A_v = \frac{3,52 * 20 * 60}{4200} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ ramas } \Phi \text{ de } 10 \text{ mm} = A_v = 1,57 \text{ cm}^2$$

Entonces Φ de 10 mm cada 30 cm.

Para el corte horizontal se colocara estribo mínimo normativo: 1 estribo de 2 ramas Φ de 10 mm cada 30 cm.

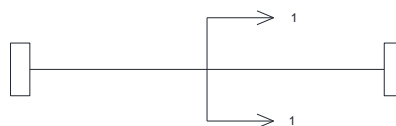
ZONA DE ANCLAJE

l = longitud del bloque

$$l \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,75 h = 0,75 * 2,2 = 1,65 \text{ m} \\ \geq 0,60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Poner malla Φ 10 @ 20cm en los 2 sentidos

DISEÑO DEL DIAFRAGMA



CORTE 1 - 1

$$P_{\text{diafragma}} = 2,52 \text{ T}$$

$$P_{\text{tablero}} = 0,48 \text{ T}$$

$$W_{\text{total}} = 2,52 + 0,48 = 3,00 \text{ T}$$

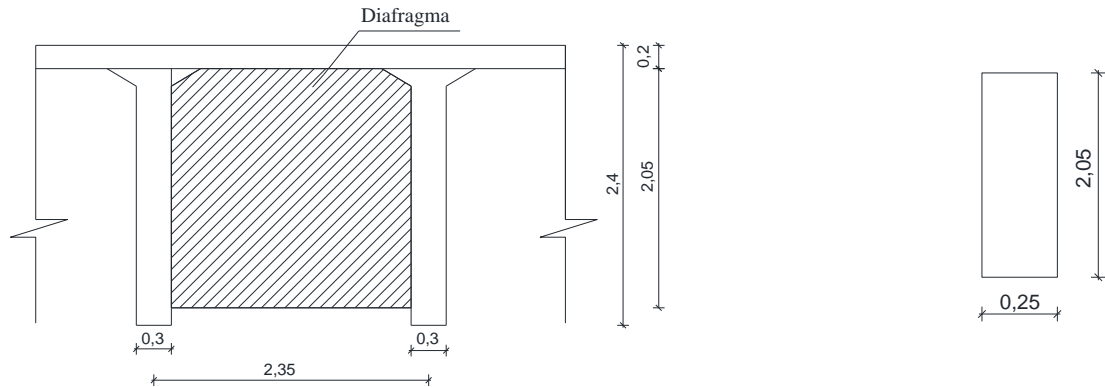


Figura 5. 34 Esquema del diafragma

Carga del camión HL-93 = 7,4 Ton

$$M_F = \pm \frac{W * L^2}{12} = \pm \frac{3,00 * 2,05^2}{12} = \pm 1,05 \text{ T} - m$$

$$M_{M\acute{A}X} = \pm \frac{W * L^2}{24} = \pm \frac{3,00 * 2,05^2}{24} = \pm 0,53 \text{ T} - m$$

$$M_{CV} = \pm \frac{P * L}{8} = \pm \frac{7,4 * 2,05^2}{8} = \pm 1,89 \text{ T} - m$$

Calculo del impacto:

$$I = \frac{15,24}{Li + 38} * 100 = \frac{15,24}{2,35 + 38} * 100 = 37,77$$

Entonces adoptamos I = 30%

$$M_{(CV+I)} = 1,30 * 1,89 = 2,46 \text{ T} - m$$

$$M_{u(-)} = 1,30 * M_F + 2,17 * M_{(CV+I)} = 5,48 \text{ T} - m$$

$$M_{u(+)} = 1,30 * M_M + 2,17 * M_{(CV+I)} = 4,80 \text{ T} - m$$

$$\frac{M_u}{\phi * f'_c * b * d} = \omega - 0,59\omega^2$$

$$\frac{5,48}{0,9 * 280 * 30 * 205^2} = \omega - 0,59\omega^2$$

$$0,00172 = \omega - 0,59\omega^2$$

$$\omega = 1,69$$

$$\omega = 0,00172$$

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{fy} = \frac{0,00172 * 280}{4200} = 0,0001$$

$$\rho = 0,0025 \text{ mínima}$$

$$As = \rho * b * d = 0,0001 * 30 * 205 = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mínima}} = \rho * b * d = 0,0025 * 30 * 205 = 15,3 \text{ cm}^2$$

$As_{\text{mínima}} > As$; El valor de $As_{\text{mín}}$ colocamos tanto en la parte inferior como en la parte superior del diafragma.

$$Av \text{ colocado} = 12\Phi 16 @.24 \text{ y } 6\Phi 12 @.24$$

Cálculo del As lateral:

$$As \text{ lateral} = 50\% As = 0,5 * 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$Av \text{ colocado} = 1\Phi 12 @.30$$

Cálculo del cortante critico:

$$Vu = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,53 * \sqrt{280} * 30 * 220 = 3,90 \text{ T}$$

$$Vs = \pm \frac{3,90}{0,85} - 53,21 = -48,62 \text{ T}$$

Vs , es negativo por lo que no se necesita estribos por lo tanto debemos colocar el mínimo que exige la norma. $S_{\text{min}} = 20 \text{ cm}$ por norma ACI 318-83.

$$Av_{\text{mínima}} = \frac{3,5 * b * S_{\text{adoptado}}}{fy} \rightarrow Av = \frac{3,5 * 20 * 20}{4200} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$Av \text{ colocado} = 1\Phi 12 @.30$$

5.1.4. ELEMENTOS SECUNDARIOS

DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO [6]

Diseño de dispositivo de apoyo elastómero reforzado con acero para un apoyo fijo, utilizando el Método B.

Ancho de la viga; 0.30 m

Carga viva: 13.21 T

Carga muerta: 57.34 T

Variación máx. por temperatura: 20°

Acortamiento por postensado: 1 cm

Contracción del concreto: 0.2 cm

Rotación máxima del extremo de viga en carga de servicio: 0.01 radianes

Elastómero:

$G = 12 \text{ kg/cm}^2$ (AASHTO LRFD Art.14.7.6.2)

Placas de refuerzo : 36 ksi

$f_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$

A) Área del Elastómero

$$P_D = 57340 \text{ kg}$$

$$P_L = 13210 \text{ kg}$$

$$P_L = 70550 \text{ kg}$$

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos:

$$\sigma_s \leq 2 GS \leq 112 \text{ kg/cm}^2 \quad (Ec 5.47)$$

Luego:

$$A_{req} = \frac{P_L}{\sigma_s} = \frac{70550 \text{ kg}}{112 \text{ kg/cm}^2} = 629 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b = 30 \text{ cm}$, escogemos $W = 30 \text{ cm}$

$$L = \frac{629 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 20 \text{ cm} \quad (\text{a lo largo de la longitud de viga})$$

Adoptado $L = 22 \text{ cm}$ y $W = 30 \text{ cm}$ (Área = $660 \text{ cm}^2 > 629 \text{ cm}^2$)

B) Factor de Forma S Mínimo

Carga Total

$$\sigma_s \leq 2 GS \leq 112 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ec 5.48})$$

$$s_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{106.89 \text{ kg/cm}^2}{2 * 12 \text{ kg/cm}^2} = 5.37 \quad (\text{Ec 5.49})$$

Siendo: $G = 12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (Ec 5.104) (AASHTO Art. 14.7.6.2)

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = \frac{79550 \text{ kg}}{30 * 22 \text{ cm}^2} = 106.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 112 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Carga Viva

$$\sigma_L \leq GS \quad (\text{Ec 5.50})$$

$$s_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = \frac{20.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.67 \quad (\text{Ec 5.51})$$

Siendo: $G = 12 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A_{req}} = \frac{13210 \text{ kg}}{30 * 22 \text{ cm}^2} = 20.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De (1) y (2) el factor de forma mínimo es: $S = 5.37$

C) Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

$$S_1 \geq \frac{LW}{2h_{r1}(L+W)} \rightarrow h_{r1} \leq \frac{LW}{2S_1(L+W)} \quad (\text{Ec 5.52})$$

Para carga total:

$$h_{r1} \leq \frac{22 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}{2 * 5.37 * (22 \text{ cm} + 30 \text{ cm})} = 1.18 \text{ cm}$$

Para carga viva:

$$h_{r1} \leq \frac{22 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}{2 * 1.67 * (22 \text{ cm} + 30 \text{ cm})} = 3.80 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adoptado: $h_{ri} = 1.1 \text{ cm}$ (11 mm)

Con este grosor de capa interior, el factor de forma es:

$$S = \frac{22\text{cm} * 30\text{cm}}{2 * 1.10 * (22\text{cm} + 30\text{cm})} = 5.77 > 5.37 \quad \text{Bien}$$

D) Número de capas interiores de elastómero (n)

Compresión y rotación combinadas:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{r1}} \right)^2 \rightarrow n > \left(\frac{GS\theta_s}{\sigma_s} \right) \left(\frac{B}{h_{r1}} \right)^2 \quad (\text{Ec 5.53})$$

Con $\theta_s = 0.007 \text{ rad}$

$$n > \left(\frac{12 \text{ kg/cm}^2 * 5.57 * 0.010}{106.9 \text{ kg/cm}^2} \right) \left(\frac{22}{1.10} \right)^2 = 2.59$$

$$\sigma_s > 2.25 GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{r1}} \right)^2 \right] \quad (\text{Ec 5.48})$$

$$n > -0.167\theta_s \frac{\left(\frac{B}{h_{r1}} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2.25 GS} - 1 \right)} = 4.53$$

Luego, adoptamos $n = 4$. Se usarán 4 capas interiores de 12mm c/u. Así mismo, capas exteriores de 6 mm ($6 \text{ mm} < 70\% \text{ } 12 \text{ mm}$, Art. 14.7.5.1)

El grosor total es $h_{rt} = 4 (12 \text{ mm}) + 2 (6 \text{ mm}) = 60 \text{ mm}$ de elastómero.

E) Acortamiento de viga [6]

Por temperatura

$$\alpha = 10.8 \quad 10 * 10^{-6} / ^\circ\text{C} \quad (\text{concreto})$$

$$\Delta t = 20^\circ \text{ C}$$

$$L = 42.50 \text{ m}$$

$$\Delta_{temp} = 10.8 * \frac{10^{-6}}{^\circ\text{C}} * 20^\circ\text{C} * 42500 \text{ cm} = 0.92 \text{ cm}$$

Por postensado

$$\Delta_{post} = 1.0 \text{ cm}$$

Por contracción del concreto (fraguado)

$$\Delta_{contrac} = 0.2 \text{ cm}$$

$$\text{Con } \Phi = 1.2$$

Acortamiento total de viga:

$$\Delta_T = \gamma(\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{contrac}) = 1.2(0.92 + 1 + 0.2) = 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{Como: } h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad (14.7.5.3.4-1)$$

$$h_{rt} = 6 \text{ cm} \geq 2\Delta_s = 2 * 2.54 = 5.08 \text{ cm}$$

F) Capacidad Rotacional del Apoyo

Deflexión instantánea por compresión

$$\text{Con } \sigma_s = 106.89 \text{ k} \frac{\text{g}}{\text{cm}^2} = 10.69 \text{ MPa}$$

$$S = 5.77 \text{ cm}$$

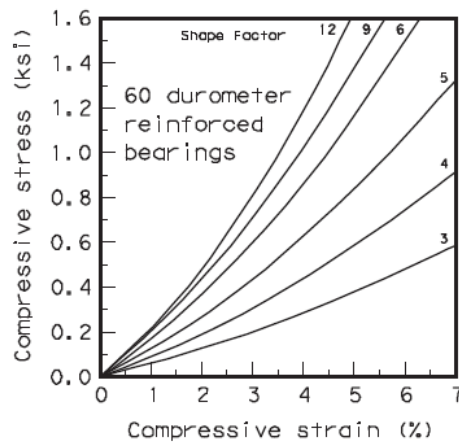


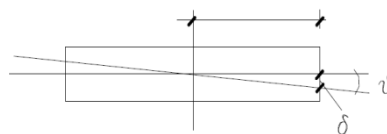
Figura 5.35 Curvas de Tensión [6]

De la figura $\epsilon_1 = 0.062$

$$\text{Como: } \delta = \sum \epsilon_1 * h_{ri} = 4 * 0.06 * 1.10 \text{ cm} = 0.273 \text{ cm}$$

Capacidad rotacional del apoyo

$$L/2$$



$$\theta_{max} = \frac{\delta}{L/2} = \frac{2\delta}{L} = \frac{2 * 0.273}{22} = 0.0248 \text{ rad} > 0.01 \text{ rad}$$

Bien

F) Estabilidad del Elastómero

$$A = \frac{1,92 \frac{h_{r1}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad (Ec 5.54)$$

$$A = \frac{1,92 \frac{60cm}{22 cm}}{\sqrt{1 + \frac{2 * 22cm}{30cm}}} = 0.33$$

$$B = \frac{2,67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} \quad (Ec 5.55)$$

$$B = \frac{2,67}{(5,77 + 2) \left(1 + \frac{22cm}{4 * 30cm}\right)} = 0.29$$

El apoyo será estable si:

$$2A \leq B \quad (Ec 5.56)$$

$$2 * 0.33 = 0.66 > 0.31 \quad \text{mal}$$

Los apoyos rectangulares que no cumplen la ecuación anterior, deben cumplir:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B} \quad ; \quad \sigma_s = 106.89 \leq \frac{12 * 5.77}{2 * 0.33 - 0.29} = 183.93 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Bien}$$

Sin embargo, $A - B \leq 0$, si el apoyo es estable y no depende de σ_s :

$$A - B = 0.22 - 0.34 = -0.12 < 0, \text{ luego el apoyo es estable.}$$

G) Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_s}{F_y} \quad (Ec 5.114)$$

$$h_s \geq \frac{3 * 1.10cm * 106.89kg/cm^2}{2531kg/cm^2} = 0.139 cm$$

En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{m\acute{a}x}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (Ec\ 5.57)$$

$$\Delta F_{TH} = 1683kg/cm^2 \quad (\text{Categoría A})$$

$$h_s \geq \frac{2 * 1.10cm * 20.02kg/cm^2}{1683kg/cm^2} = 0.026 cm$$

Adoptamos $h_s = 2\text{ mm} > 1.39\text{ mm}$

Se usarán 5 placas de 2 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$60\text{ mm} + 5(2\text{ mm}) = 70\text{ mm}$$

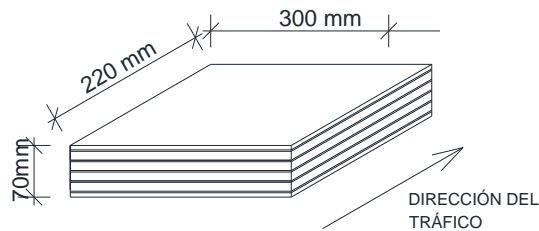


Figura 5. 36 Dispositivo de Apoyo

5.2. CALCULO DE LA INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN

La infraestructura del puente está constituida por estribos y muros de ala que están compuestos por pantalla maciza, cabezal y la cimentación.

5.2.1. ESTRIBOS Y MUROS DE ALA

DISEÑO DE ESTRIBOS

Los estribos se diseñan para que la superestructura se apoye sobre estos. Estos elementos están constituidos de hormigón armado y para su diseño se considera los siguientes datos:

- Esfuerzo de compresión del hormigón: 280 kg/cm^2
- Esfuerzo límite de fluencia del acero: 4200 kg/cm^2

Del estudio entregado por el MTOP obtenemos los siguientes datos (Anexo 3):

- Esfuerzo admisible del suelo (q_a): 25 Ton/m^2
- Cota de cimentación: 2511.500 m.s.n.m (Tanto para la margen derecha e izquierda)
- Cota de rasante: 2520.00 m.s.n.m
- Altura de estribo: 8.50 m
- Suelo de cimentación : Arena limosa, grava, material granular
- Peso específico del suelo (γ_s): 1.7 Ton/m^3
- Sobrecarga: HL-93

PREDIMENSIONADO

- Tanto la margen derecha como izquierda tienen la misma cota de cimentación por lo tanto se diseñará un estribo.
- Los aparatos fijos irán en los estribos y los apoyos móviles irán en la pila central.

Para la altura de $H = 8.50 \text{ m}$ probamos una sección preliminar de estribo según [5]

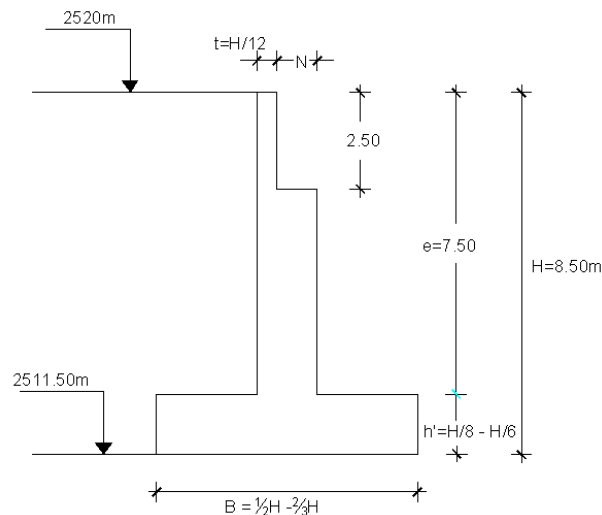


Figura 5. 37 Dimensiones adoptadas para el estribo

Para la altura de zapata (h') determinamos con la siguiente expresión:

$$h' = H/8 - H/6$$

Donde:

H = altura total del estribo = 8.50 m

$$h' = 8.5/8 - 8.5/6 = 1.06 - 1.42$$

Adoptamos un $h' = 1.40$ m por estabilidad de la estructura

Para $t = H/12 = 8.5/12 = 0.70$ m asumimos un valor de $t = 0.40$ m.

El valor del espesor de pantalla del estribo (d) determinamos con $d = e/10$

Donde:

e = Altura del estribo descontando la altura de la zapata = 7.10 m

$$d = 7.10/10 = 0.71 \text{ m}$$

Para el prediseño asumimos un valor de $d = 1.40$ m

El valor de la base de la zapata (B) se recomienda que varié entre $1/2H$ y $2/3H$ así se tiene el siguiente valor (AASHTO LRFD 11.5.4).

$$B = \frac{1}{2} * H = \frac{1}{2} * 8.5 = 4.25 \text{ m}$$

$$B = \frac{2}{3} * 8.5 = 5.70 \text{ m}$$

Como se tiene un esfuerzo admisible del suelo de $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$, adoptamos un valor de $B = 6.50$ m

El valor de N (ancho de cajuela de estribo) se recomienda que cumpla con la siguiente condición

$$N_{\min} = \text{longitud mínima de cajuela} = 20 + 0.0017 * L \text{ (cm)}$$

$$L = \text{longitud del puente en cm} = 8500 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$N = \text{Longitud mínima de cajuela (cm)}$$

$$L = \text{Longitud del puente (cm)}$$

$$N_{\min} = 20 + (0.0017 * 8500) = 34.45 \text{ cm} \cong 0.34 \text{ m}$$

En nuestro caso la longitud de la placa de neopreno es de 0.60 m en la dirección del eje longitudinal del puente por lo que adoptamos un valor de 1.00 m para mas seguridad.

Determinación de las cargas aplicadas sobre el estribo [7].

Reacciones por Carga Muerta

El valor de la reacción por carga muerta se considera en este caso una viga cargada en forma distribuida con el peso de: viga más el tablero, acabados y diafragmas.

Pesos de Superestructura.- Como se tiene dos tableros independiente y cada uno con 5 vigas dividiremos los peso para 5 y duplicaremos su valor para obtener la carga en la longitud del puente.

$$\text{Tablero: } 11.40\text{m} * 0.20\text{m} * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 5.47/5 = 1.09 \text{ Ton/ml}$$

$$\text{Parapeto: } 0.32 \text{ cm}^2 * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 0.75/5 = 0.15 \text{ Ton/ml}$$

$$\text{Bordillo: } 0.25 \text{ cm} * 0.15 * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 0.10/5 = 0.02 \text{ Ton/ml}$$

$$\text{Pp de viga: } 0.30 \text{ cm} * 2.40\text{m} * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 1.73 \text{ Ton/ml}$$

$$\text{Guardavía} = 0.075 \text{ Ton/ml}$$

$$\Sigma \text{pesos/ml} = 1.09 + 0.15 + 0.02 + 1.73 + 0.075 = 3.07 * 2 = 6.14 \text{ Ton/ml}$$

Para determinar las reacciones que se transmiten al estribo se analizará como dos vigas independientes en este caso la longitud del puente con un apoyo intermedio (pila).

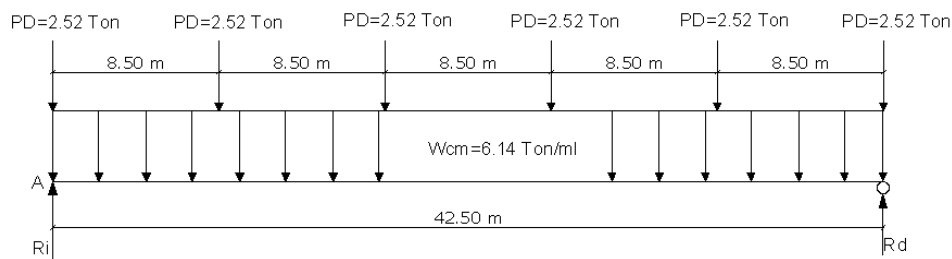


Figura 5. 38 Ubicación de Carga muerta de la superestructura

$$CM = \Sigma \text{pesos/ml} * L$$

L tramo1= longitud tramo 2 = 42.50 m

Entonces:

$$CM = 6.14 \text{ Ton/ml} * 42.5 \text{ m} = 260.95 \text{ Ton-m}$$

PD = peso del diafragma = 2.52 Ton

- Determinamos las Reacciones

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_i = \frac{(360.95 * 22.5) + 2.52(8.5 + 17 + 25.5 + 34 + 42.5)}{42.5}$$

$$R_i = 138 \text{ Ton/viga}$$

- Calculamos la carga muerta total

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = R_i * \# \text{ vigas}$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 138.00 * 10$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 1308.0 \text{ Ton}$$

Esta carga la dividimos para la longitud total del estribo para determinar la carga repartida por metro lineal (en la dirección del eje transversal del puente).

$$R_{CM/ml} = R_{CM \text{ TOTAL}} / L_E$$

$$L_E = \text{longitud estribo} = 23 \text{ m}$$

$$R_{CM/ml} = 1308/23$$

$$R_{CM/ml} = 60.0 \text{ Ton/ml}$$

Reacción por Capa de rodadura (DW)

$$C_m (DW) = (0.05 * 10.65 * 2.25 \text{ Ton/m}^3) * 2 = 0.48 \text{ Ton/m}$$

$$C_m (DW) = 0.48 * 42.5 = 20.37 \text{ Ton/m}$$

$$R_i = \frac{(20.37 * 22.5) + 2.52(8.5 + 17 + 25.5 + 34 + 42.5)}{42.5}$$

$$R_i = 17.74 \text{ Ton/viga}$$

- Calculamos la carga muerta total

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = R_i * \# \text{ vigas}$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 17.74 * 10$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 177.4 \text{ Ton}$$

Esta carga la dividimos para la longitud total del estribo para determinar la carga repartida por metro lineal (en la dirección del eje transversal del puente).

$$R_{CM/ml} = R_{CM \text{ TOTAL}} / L_E$$

$$L_E = \text{longitud estribo} = 23 \text{ m}$$

$$R_{CM/ml} = 177.4 / 23$$

$$R_{CM/ml} = 7.71 \text{ Ton/ml}$$

Reacciones por Carga viva

Se requiere calcular las reacciones correspondientes con la posición más crítica del camión HL-93, colocando el eje más pesado sobre el tablero de manera que coincida con el eje del aparato de apoyo.

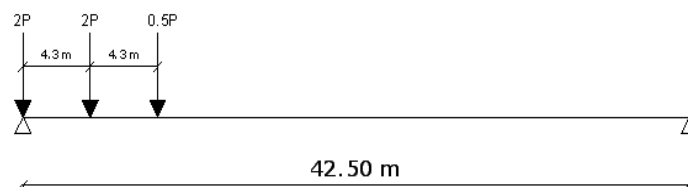


Figura 5.38 Posición de la carga Viva (HL – 93)

Donde:

$$P = 7.4 \text{ Ton}$$

$$R_{CV/via} = \frac{(2 * 7.4 * 42.5) + (2 * 7.4 * 38.2) + (0.5 * 7.4 * 33.9)}{42.5}$$

$$R_{CV/via} = 31.05 \text{ Ton/via}$$

La reacción por CV total es:

$$R_{CV \text{ TOTAL}} = R_i * \# \text{ vigas}$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 31.05 * 10$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 310.50 \text{ Ton/viga}$$

La carga viva por ml será:

$$R_{CV/ml} = 130.50 / 23$$

$$R_{CV/ml} = 13.50 \text{ Ton/ml}$$

Determinación del Coeficiente activo del suelo ka [6]

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (\text{Ec 5.59})$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna = 30

δ = Angulo de fricción entre el suelo y el muro = 24

β = Angulo del material del suelo con la horizontal = 0

θ = Angulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90

Luego:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi - \delta)\sin(\phi + \beta)}} \right]^2 \quad (\text{Ec. 5.60a})$$

Para $\beta = 0$ y $\theta = 90$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin\phi}{\cos\delta}} \right]^2 \quad (\text{Ec 5.60b})$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 24)\sin 30}{\cos 24}} \right]^2 = 2.77$$

Remplazando en (Ec 5.3.2) y para $\theta = 90$

$$k_a = \frac{\cos^2\phi}{\Gamma\cos\delta}$$

$$k_a = \frac{\cos^2 30}{2.77 * \cos 24} = 0.296$$

Sobrecarga Viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie de relleno perpendicular al tráfico por lo que agregamos una altura equivalente (h_{eq}) de suelo.

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Tabla 5. 7 Altura equivalente para carga vehicular [6]

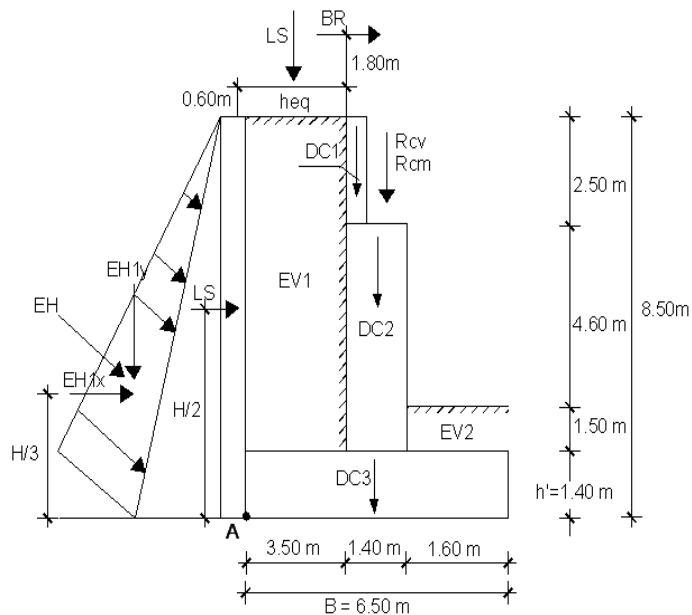


Figura 5. 39 Cargas Verticales y Horizontales actuantes

Cargas verticales:

- Estribo
 - DC1 = $0.4 * 2.5 * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 2.4 \text{ Ton/m}$
 - DC2 = $1.4 * 4.6 * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 15.46 \text{ Ton/m}$
 - DC3 = $6.5 * 1.40 * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 21.84 \text{ Ton/m}$
- Carga muerta de la superestructura del puente:

$$R_{cm} = 60.0 + 7.71 = 67.71 \text{ Ton/m}$$

- Cargas EV (presión vertical por carga muerta del terreno)

$$EV1 = 3.5 * 7.10 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 42.25 \text{ Ton/m}$$

$$EV2 = 1.60 * 1.5 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 4.08 \text{ Ton/m}$$

- Carga EH (presión lateral del terreno)

Por 8.50 m de terreno

$$EH = k_a * H^2 * \frac{\gamma}{2}$$

$$EH_{1y} = EH1 * \sin \delta = 0.296 * 8.50^2 * 1.7 / 2 \text{ Ton/m}^3 * 0.5 * \sin(24) = 7.39 \text{ Ton/m}$$

- Cargas LL (carga viva de la superestructura del puente)

$$R_{cv} = 13.50 \text{ Ton/m}$$

- Carga LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

•

$$LS = 3.5 * 0.6 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 3.57 \text{ Ton/m}$$

RESUMEN CARGAS VERTICALES				
CARGA	TIPO	Fv (T/m)	X (m)	Mv(T-m/m)
DC1	DC	2.4	3,70	8.88
DC2	DC	15.46	4.20	64.92
DC3	DC	21,84	3.25	70.98
Pcm	DC	67,71	4.40	297.93
EV1	EV	42.25	1,75	73.93
EV2	EV	4.08	5,70	23.26
EH _y	EH	7,39	6,50	48.06
PL	LL	13,50	4,40	59.41
LS	LS	3,57	1,75	6.25
Σ		178.20		653.60

Cuadro 5. 3 Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.

Cargas Horizontales:

- Cargas EH (presión lateral del terreno)

Por 8.50 m de terreno

$$EH = k_a * H^2 * \frac{\gamma}{2}$$

$$EH_{1x} = 0.296 * (8.5m)^2 * 1.7 / 2 \text{ Ton/m}^3 * \cos(24) = 16.61 \text{ Ton/m}$$

- Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$LS = ka * H * heq * \gamma$$

$$LS = 1.7 \text{ Ton/m}^3 * 0.6 * 8.5 * 0.296 = 2.57 \text{ Ton}$$

- Cargas BR (fuerza de frenado)

De acuerdo con las especificaciones de la AASTHO LRFD, la fuerza de frenado será la mayor de:

- 25 % de los pesos por eje de camión o tandem de diseño
- 5 % del camión o tandem de diseño más la carga de carril

En esta caso el peso del vehículo HL-93, tandem, carga de carril.

$$HL - 93 = 33.20 \text{ Ton}$$

$$\text{Tandem} = 22.4 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga carril} = 0.96 \text{ Ton/m}$$

$$\# \text{ Vías} = 6$$

$$m = \text{factor de presencia múltiple} = 1.00$$

$$L = \text{longitud del puente} = 85 \text{ m}$$

$$B = \text{ancho del Puente} = 23 \text{ m}$$

$$BR1 = 25\% * 33.20 \text{ Ton} * 6 * 1.0 = 49.80 \text{ Ton}$$

$$BR2 = 25\% * 22.40 \text{ Ton} * 6 * 1.0 = 33.60 \text{ Ton}$$

$$BR3 = 5\% * 33.20 \text{ Ton} * (85 \text{ m} * 0.96 \text{ Ton/m}) * 6 * 1.0 = 34.44 \text{ Ton}$$

$$BR4 = 5\% * 22.40 \text{ Ton} * (85 \text{ m} * 0.96 \text{ Ton/m}) * 6 * 1.0 = 31.12 \text{ Ton}$$

La fuerza de frenado será la mayor en este caso BR1 y lo determinamos para metro lineal

$$BR/ml = BR1/B$$

$$BR/ml = 49.80 \text{ Ton} / 23\text{m}$$

$$BR/ml = 2.17 \text{ Ton/m}$$

RESUMEN CARGAS HORIZONTALES				
CARGA	TIPO	Fh (Ton/m)	Y _A (m)	M _H (Ton-m/m)
EH _{IX}	EH	16,61	2,83	47,05
LS	LS	2,57	4,25	10,91
BR	BR	2,17	10,3	22,30
Σ		26,53		80,26

Cuadro 5. 4 Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A

Estados límites aplicables y combinaciones de carga [6]

Las especificaciones de la AASTHO LRFD (2007) establece que los estribos deben ser diseñados para los estados límites de resistencia y los estados límites de servicio (deformaciones, fatiga, grietas, deterioros).

Tomaremos en cuenta el Estado Límite de Resistencia combinación I y III aplicables e a este caso y con un valor de $n = n_D n_R n_I = 1$.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento utilizaremos los factores γ máximos para cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base; y los γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad. Para el chequeo de presiones en la base utilizaremos los factores γ máximos en las cargas verticales y horizontales para maximizar efectos.

1.- Puente sin prestar servicio: Actúa (Pp estribo, suelo de relleno (EV), empuje del suelo (EH), reacción de carga muerta de la superestructura (Rcm)

$$\text{Resistencia Ia} = 0.9DC + 1.0EV + 1.5EH + 1.75LS \quad (\text{mínimos})$$

$$\text{Resistencia IIb} = 1.25DC + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LS \quad (\text{máximos})$$

$$\text{Resistencia IIIa} = 0.9DC + 1.0EV + 1.5EH \quad (\text{mínimos})$$

$$\text{Resistencia IIIb} = 1.25DC + 1.35EV + 1.5EH \quad (\text{máximos})$$

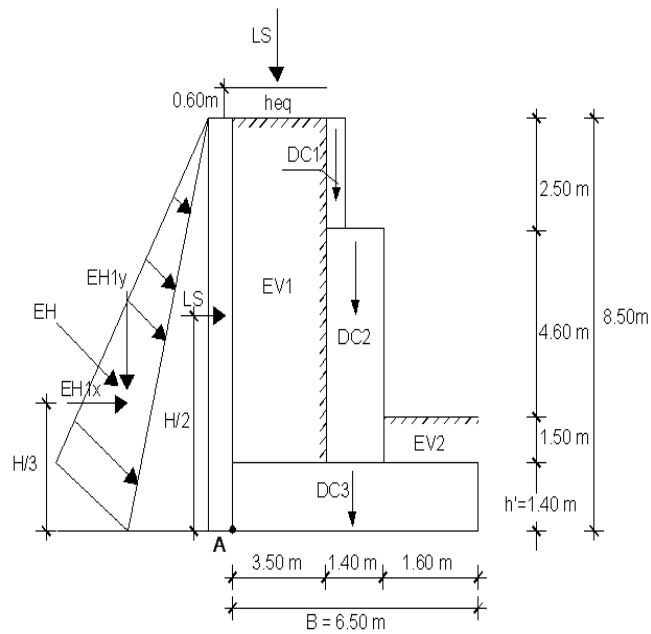


Figura 5. 40 Cargas actuantes en Estribo

TIPO	DC				EV		EH	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	EH _y	LS	
F_v (t/m)	2,4	15,456	21,84	67,71	42,25	4,08	7,39	3,57	Σ
Resistencia Ia	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1,00	1,5	1,75	Vu
	2,16	13,91	19,66	60,94	42,25	4,08	11,09	6,25	160,33
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	1,75	
	3	19,32	27,3	84,64	57,03	5,51	11,09	6,25	214,14
Resistencia IIIa	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1,00	1,5	0	
	2,16	13,9104	19,66	60,94	42,245	4,08	11,09	0	154,08
Resistencia IIIb	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	0	
	3	19,32	27,3	84,64	57,03	5,51	11,09	0	207,89

Cuadro 5. 5 Fuerzas verticales (F_v)

TIPO	DC				EV		EH	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	EH1y	LS1	
Mv (t/m)	8,88	64,92	70,98	297,93	73,93	23,26	48,06	6,25	Σ
Resistencia Ia	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1,5	1,75	Mvu
	7,99	58,42	63,88	268,14	73,93	23,26	72,1	10,93	578,64
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	1,75	
	11,10	81,14	88,73	372,4	99,80	31,4	72,1	10,93	767,60
Resistencia IIIa	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1,5	0	
	7,992	58,42	63,88	268,14	73,929	23,26	72,087	0	567,71
Resistencia IIIb	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	0	
	11,10	81,14	88,73	372,41	99,80	31,4	72,087	0	756,67

Cuadro 5. 6 Momento estabilizador por cargas verticales mvu

TIPO	EH	
CARGA	EH1x	
Fh (t/m)	16,61	Σ
Resistencia Ia	1,5	Fhu
	24,91	24,91
Resistencia Ib	1,5	
	24,91	24,91
Resistencia IIIa	1,5	
	24,91	24,91
Resistencia IIIb	1,5	
	24,91	24,91

Cuadro 5. 7 Cargas horizontales fh

TIPO	EH	
CARGA	EH1x	
Mh (t/m)	47,05	Σ
Resistencia Ia	1,5	Mhu
	70,58	70,58
Resistencia Ib	1,5	
	70,58	70,58
Resistencia IIIa	1,5	
	70,58	70,58
Resistencia IIIb	1,5	
	70,58	70,58

Cuadro 5. 8 Cargas horizontales Mhu

Chequeo de estabilidad y Esfuerzos [6]

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

a) Vuelco alrededor del punto A

Será estable si:

$$e \leq 3B/8$$

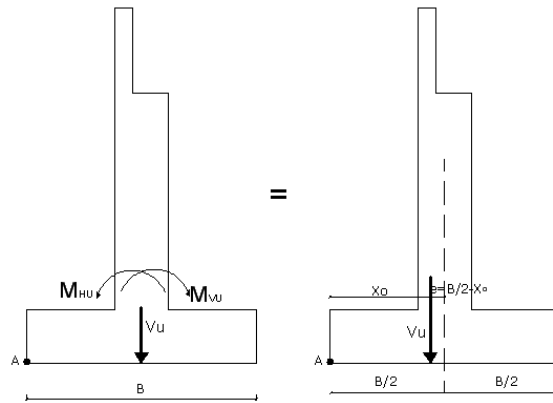


Figura 5. 41 Carga actuante en base de estribo.

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e = 3B/8$
Resist. Ia	160,33	578,64	70,58	3,17	0,08	2,44
Resist. Ib	214,14	767,60	70,58	3,26	0,01	2,44
Resist. III	154,08	567,71	70,58	3,23	0,02	2,44
Resist. IIIb	207,89	756,67	70,58	3,30	0,05	2,44

Aplicando factor de seguridad FSV

$$FSV = \frac{Mvu}{Mhu} > 2.00$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	FSV	Factor de seguridad	
Resistencia Ia	160,33	578,64	70,58	8,20	2	SI
Resistencia Ib	214,14	767,60	70,58	10,88	2	SI
Resistencia III	154,08	567,71	70,58	8,04	2	SI
Resistencia IIIb	207,89	756,67	70,58	10,72	2	SI

b) Deslizamiento en base del Estribo alrededor del punto A
Será estable si:

$$F_f > F_{hu}$$

Con:

$$\mu = \tan \delta = \tan (24)$$

$$\phi_T = 0.8 \quad (\text{AASHTO LRFD Tabla 10.5.5.2.2-1})$$

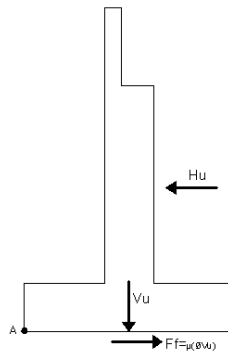


Figura 5. 42 Carga actuante en base de estribo por deslizamiento

ESTADO	Fvu (Ton/m)	RESISTENTE (kg / m) $F_f = \mu(\phi_T Vu)$	ACTUANTE (Ton / m) Hu	
Resistencia Ia	160,33	57,11	24,91	Si
Resistencia Ib	214,14	76,27	24,91	Si
Resistencia III	154,08	54,88	24,91	Si
Resistencia IIIb	207,89	74,05	24,91	Si

Aplicando factor de seguridad FSD

$$FSD = 0.6 \frac{Fvu}{Fhu} > 1.50$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Fhu (Ton/m)	FSD	Factor seguridad	
Resistencia Ia	160,33	24,91	3,86	1,5	si
Resistencia Ib	214,14	24,91	5,16	1,5	si
Resistencia III	154,08	24,91	3,71	1,5	si
Resistencia IIIb	207,89	24,91	5,01	1,5	si

c) Presiones actuantes en base de estribo

Estable si:

$$qa \geq q_{max}$$

$$h' = 1.40 \text{ m}$$

$$B = 6.50 \text{ m}$$

$$qa = 25 \text{ Ton/m}^2$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q_{max} = \frac{P}{B \cdot h} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e}{h \cdot B^2}$		
						qmax	qmin	
Resist. Ia	160,33	578,64	70,58	3,17	0,08	18,94	16,30	SI
Resist. Ib	214,14	767,60	70,58	3,26	0,01	23,64	23,42	SI
Resist. III	154,08	567,71	70,58	3,23	0,02	17,30	16,56	SI
Resist. IIIb	207,89	756,67	70,58	3,30	0,05	23,91	21,78	SI

2.- Puente en servicio: Pp estribo, EV, EH, Rcm, Rcv, LS, BR (fuerza de frenado)

$$\text{Resistencia Ia} = 0.9\text{DC} + 1.0\text{EV} + 1.5\text{EH} + 1.75\text{LS} \quad (\text{mínimos})$$

$$\text{Resistencia Iib} = 1.25\text{DC} + 1.35\text{EV} + 1.5\text{EH} + 1.75\text{LS} \quad (\text{máximos})$$

$$\text{Resistencia IIIa} = 0.9\text{DC} + 1.0\text{EV} + 1.5\text{EH} \quad (\text{mínimos})$$

$$\text{Resistencia IIIb} = 1.25\text{DC} + 1.35\text{EV} + 1.5\text{EH} \quad (\text{máximos})$$

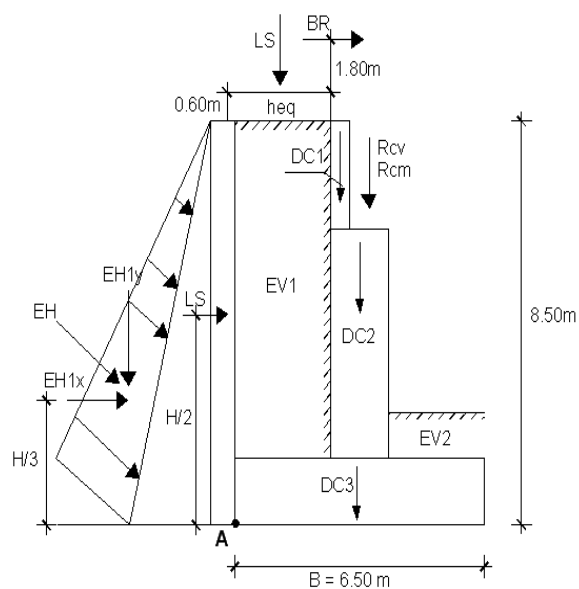


Figura 5. 43 Cargas actuantes en Estribo

TIPO	DC				EV		EH	Rcv	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Rcm	EV1	EV2	EHy	LL	LS	
Fv (T/m)	2,4	15,456	21,84	67,71	42,25	4,08	7,39	13,50	3,57	Σ
Resist. Ia	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1,5	0	1,75	Fvu
	2,16	13,91	19,66	60,94	42,25	4,08	11,09	0,00	6,25	160,33
Resist. Ib	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	1,75	1,75	
	3	19,32	27,3	84,639	57,031	5,508	11,09	23,63	6,25	237,76
Resist. IIIa	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1,5	0	0	
	2,16	13,9104	19,66	60,94	42,245	4,08	11,09	0	0	154,08
Resist. IIIb	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	0	0	
	3	19,32	27,3	84,639	57,031	5,508	11,09	0	0	207,89

Cuadro 5. 9 Fuerzas verticales (Fv)

TIPO	DC				EV		EH	Pcv	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	EH1y	LL	LS1	
Mv (T/m)	8,88	64,9152	70,98	297,93	73,93	23,26	48,06	59,41	6,25	Σ
Resist. Ia	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1,5	0	1,75	Mvu
	7,99	58,42	63,88	268,14	73,93	23,26	72,1	0,0	10,93	578,64
Resist. Ib	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	1,75	1,75	
	11,1	81,144	88,73	372,41	99,804	31,4	72,1	104,0	10,93	871,56
Resist. IIIa	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	1,5	0	0	
	7,99	58,4237	63,88	268,14	73,929	23,26	72,087	0	0	567,71
Resist. IIIb	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,5	0	0	
	11,1	81,144	88,73	372,41	99,804	31,4	72,087	0	0	756,67

Cuadro 5. 10 Momento estabilizador por cargas verticales Mvu

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EHx	LS2	BR	
Fh (t/m)	16,61	2,57	2,17	Σ
Resistencia Ia	1,5	1,75	1,75	Fhu
	24,91	4,49	3,79	33,19
Resistencia Ib	1,5	1,75	1,75	
	24,91	4,49	3,79	33,19
Resistencia IIIa	1,5	0	0	
	24,91	0	0	24,91
Resistencia IIIb	1,5	0	0	
	24,91	0	0	24,91

Cuadro 5. 11 Cargas horizontales

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EHx	LS	BR	
Mh (t/m)	47,05	10,91	22,30	Σ
Resistencia Ia	1,5	1,5	1,75	Mhu
	70,58	16,36	39,03	125,96
Resistencia Ib	1,5	1,5	1,75	
	70,58	16,36	39,03	125,96
Resistencia IIIa	1,5	1,5	0	
	70,58	16,36	0	86,936
Resistencia IIIb	1,5	1,5	0	
	70,58	16,36	0	86,936

Cuadro 5. 12 Cargas horizontales

Chequeo de estabilidad y Esfuerzos

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

a) Vuelco alrededor del punto A

Será estable si:

$$e \leq 3B/8$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$xo = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - Xo$	$e \leq 3B/8$	
Resistencia Ia	160,33	578,64	125,96	2,82	0,43	2.44	SI
Resistencia Ib	237,76	871,56	125,96	3,14	0,11	2.44	SI
Resistencia III	154,08	567,71	86,94	3,12	0,13	2.44	SI
Resistencia IIIb	207,89	756,67	86,94	3,22	0,03	2.44	SI

Aplicando factor de seguridad FSV

$$FSV = \frac{Mvu}{Mhu} > 2.00$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	FSV	FS	
Resistencia Ia	160,33	578,64	125,96	4,59	2	si
Resistencia Ib	237,76	871,56	125,96	6,92	2	si
Resistencia III	154,08	567,71	86,94	6,53	2	si
Resistencia IIIb	207,89	756,67	86,94	8,70	2	si

b) Deslizamiento en base del Estribo alrededor del punto A

Será estable si:

$$F_f > F_{hu}$$

Con:

$$\mu = tg\delta = tg(24)$$

$$\phi_T = 0.8 \quad (\text{AASHTO LRFD Tabla 10.5.5.2.2-1})$$

ESTADO	Vu (kg/m)	RESISTENTE (kg / m) $Ff = \mu(\phi_T Vu)$	ACTUANTE (Ton / m) Hu
Resistencia Ia	160,33	57,11	33,19 SI
Resistencia Ib	237,76	84,69	33,19 SI
Resistencia IIIa	154,08	54,88	24,91 SI
Resistencia IIIb	207,89	74,05	24,91 SI

Aplicando factor de seguridad FSD

$$FSD = 0.6 \frac{Fvu}{Fhu} > 1.50$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Fhu (Ton/m)	FSD	FS
Resistencia Ia	160,33	33,19	2,90	1,5 SI
Resistencia Ib	237,76	33,19	4,30	1,5 SI
Resistencia IIIa	154,08	24,91	3,71	1,5 SI
Resistencia IIIb	207,89	24,91	5,01	1,5 SI

a) Presiones actuantes en base de estribo

Estable si:

$$qa \geq q_{max}$$

$$h' = 1.40 \text{ m}$$

$$B = 6.50 \text{ m}$$

$$qa = 25 \text{ Ton/m}^2$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q_{max} = \frac{P}{B * h} \pm \frac{6 * P * e}{h * B^2}$	
						qmax	qmin
Resis. Ia	160,33	578,64	125,96	2,82	0,43	24,56	10,68
Resist. IIIa	154,08	567,71	86,94	3,12	0,13	18,96	14,90
Resist. IIIb	207,89	756,67	86,94	3,22	0,03	23,44	22,25

CALCULO DE LA FUERZA SÍSMICA [8]

Para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre el estribo utilizaremos el método Monobe-Okabe que es un método que desarrolla una presión estática para modelar la presión sísmica del terreno sobre el estribo.

En esta etapa tomamos en cuenta los efectos producidos por la fuerza sísmica del terreno más los efectos del peso propio de los estribos, relleno y la superestructura.

$$EQ = W * A * S$$

Donde:

EQ = fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad de la sección, en la dirección que se produzca el efecto crítico.

A = coeficiente que depende de la región sísmica donde se ubica el proyecto y el tipo de estructura = 0.40

S = Factor numérico que depende del tipo de estructura que resiste el sismo = 1.00

W = carga muerta, peso del elemento considerado = 67.71 Ton

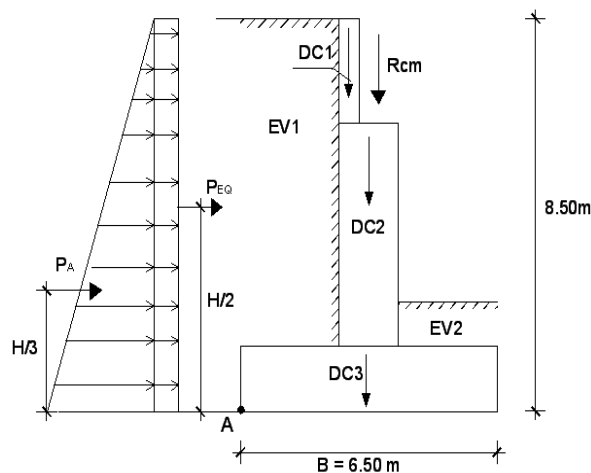


Figura 5. 44 Cargas actuantes en Estribo (Sismo)

- **SUPERESTRUCTURA**

$$EQ = 67.71 * 0.4 * 1.00$$

$$EQ = 27.08 \text{ Ton}$$

hs = altura base inferior zapata – base = 4.60 m

$$Meq-s = EQ * hs$$

$$Meq-s = 27.08 * 4.60 = 125.57 \text{ Ton-m}$$

- **INFRAESTRUCTURA:** Solo Estribo, Y = Distancia desde base inferior de zapata

CARGA	TIPO	P (T/m)	Y (m)	M=P*Y
DC1	DC	2,40	7,25	17,40
DC2	DC	15,46	3,70	57,19
DC3	DC	21,84	0,70	15,29
Σ		39,70		89,88

$$EQ = k_h * \Sigma P$$

Donde:

$$k_h = \text{Coeficiente de aceleración vertical} = 0.5 A = 0.4 * 0.5 = 0.20$$

$$EQ = 0.20 * 39.70$$

$$EQ = 7.94 \text{ Ton}$$

$$h_i = \text{altura promedio de Estribo} = 89.88 / 39.70 = 2.26 \text{ m}$$

$$M_{eq-i} = 7.94 * 2.26 = 17.98 \text{ Ton-m}$$

- **SUELO: Método Monobe-Okabe [6]**

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna} = 30$$

$$\delta = \text{ángulo de fricción entre suelo y estribo} = 0$$

$$\beta = \text{ángulo de inclinación del muro} = 0$$

$$H = \text{altura del terreno} = 8.50 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{peso unitario del terreno} = 1.7 \text{ Ton/m}^3$$

$$A = \text{Coeficiente sísmico de aceleración horizontal}$$

$$k_h = \text{coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5 A = 0.5 * (0.49) = 0.20$$

$$k_v = \text{coeficiente de aceleración vertical} = 0$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 11.30$$

a) Cálculo de empuje activo

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.33$$

b) Cálculo de la presión lateral del terreno, considerando 1 m de longitud de estribo.

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

$$P_A = \frac{1}{2} * 1.7 * 8.5^2 * 0.33 = 20.47 \text{ Ton}$$

Aplicada en $H/3 = 8.5/3 = 2.83 \text{ m}$

c) Cálculo de la fuerza sísmica.

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 11.3 - 0)}{\cos(11.30) \cos^2(0) \cos(0 + 0 + 11.3) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0) \sin(30 - 11.30 - 1)}{\cos(0 + 0 + 11.3) \cos(1 - 0)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.482$$

Luego la fuerza sísmica es:

$$P_{EQ} = P_{AE} - P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 (k_{AE} - k_a)$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} * 1.7 * 8.5^2 (0.482 - 0.33) = 9.13 \text{ Ton}$$

Aplicada a $H/2 = 8.5/2 = 4.25 \text{ m}$

Chequeo de estabilidad y presiones cuando el puente esta en servicio: DC + EH + EQ

$$F_v = \Sigma DC + R_{cm} = 39.70 + 67.71 = 107.41 \text{ Ton}$$

$$M_v = \Sigma M_{DC} = 443.71 \text{ Ton-m}$$

$$F_h = E_{Qsuelo} + E_{Qestribo} + E_H = 9.13 + 7.94 + 20.47 = 37.54 \text{ Ton}$$

$$M_h = M_{eq} = 142.56 \text{ Ton-m}$$

FACTORES DE SEGURIDAD

- Deslizamiento

$$FSD = \frac{Fv \times 0.6}{Fh}$$

$$FSD = \frac{107.41 \times 0.6}{37.54}$$

$$FSD = 1.73 > 1.50 \text{ BIEN}$$

- Volcamiento

$$FSV = \frac{\Sigma Mv}{Mh}$$

$$FSV = \frac{443.71}{142.56}$$

$$FSV = 3.11 > 1.5 \text{ BIEN}$$

- Presiones

$$x = \frac{Mv - Mh}{FV} = \frac{443.71 - 142.56}{107.41} = 2.79 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{6.5}{2} - 2.79 = 0.46 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{Fv}{B * h} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$q_1 = \frac{107.41}{6.5 * 1.4} * \left(1 + \frac{6 * 0.46}{6.5}\right) = 17.77 < 25 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_1 = \frac{107.41}{6.5 * 1.4} * \left(1 - \frac{6 * 0.46}{6.5}\right) = 7.83 < 25 \text{ Ton/m}^2$$

DISEÑO DE PANTALLA Y CABEZAL [7]

Tanto la pantalla como el cabezal del estribo por tratarse de elementos solicitados a flexión se diseñan como muros, esta flexión se produce debido al relleno lateral del muro, en cada sección se debe obtener los momentos respectivos debidos a los empujes laterales, carga muerta y carga viva.

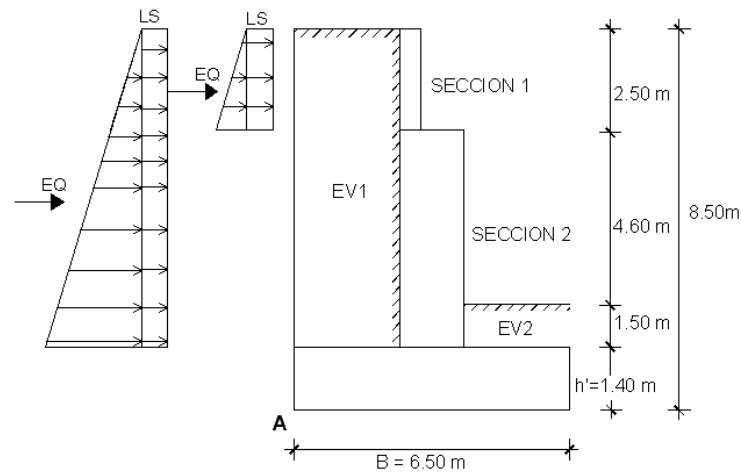


Figura 5. 45 Cargas actuantes para el diseño de la pantalla

Para el diseño utilizamos la combinación de cargas:

$$Ia = n [1,25DC + 1,35EV + 1,75LS]$$

$$Ib = n [1,50EH + 1,75LS]$$

$$Ib = n [1,25DC + 1,0EQ]$$

SECCIÓN	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
	T/m	m	T-m/m
1 h = 2,5	W1 = 2,40	0,25	0,60
	LS = 0,75	1,25	0,94
	EH = 1,57	0,83	1,31
	EQsuel= 0,34	1,25	0,43
	EQ est= 0,96	1,25	1,20
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EV+1,75LS]		3,04
	Ib = n[1,50EH+1,75LS]		3,71
	Ic = n[1,25DC+1EQ]		2,38
	Mu diseño		3,71
h = 4,6	W1 = 2,4	0,25	0,6
	W2 = 15,46	0,7	10,8192
	LS = 1,39	2,3	3,19
	EH = 5,32	1,53	8,16
	EQsuel= 0,34	4,8	1,632
	EQ est= 6,18	4,8	29,68
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EV+1,75LS]		19,86
	Ib = n[1,50EH+1,75LS]		17,83
	Ic = n[1,25DC+1EQ]		45,58
	Mu diseño		45,58

Cuadro 5. 13 Cálculo de los momentos en el estribo por secciones

Una vez determinados los momentos últimos de diseño de cada sección determinamos el acero por flexión de cada sección.

• **Sección 1 ; h = 2,5 m**

Acero por Flexión

Mn = Momento solicitante en base de pantalla = 3,71 Ton-m/m

recubrimiento = 10 cm

L = longitud de cabezal = 40 cm

As = $\phi \cdot b \cdot d'$ = Acero de refuerzo, donde: (Ec. 5.58)

ϕ = porcentaje de refuerzo (ACI) = 0.002

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

$$d' = d_{ex} = 40 - 10 = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \Phi 25 \text{ mm} = 9.81 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 2.5/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 40 - 11.25 = 28.75 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{9.81 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 1.73 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión (resistente)

$$M_u = A_s \cdot \Phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_u = 9.81 \cdot 0.9 \cdot 4200 \cdot \left(28.75 - \frac{1.73}{2} \right)$$

$$M_u = 10.34 \text{ Ton} - m$$

$$M_u > M_n (\text{Solicitante})$$

$$10.34 \text{ Ton-m} > 3.71 \text{ Ton-m} \quad \text{Bien}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/d_e \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 2.04 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.11})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d_e = 28.75 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0.071$$

$$0.071 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de :

$$1.2M_{cr} \text{ y } 1.33M_u$$

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c}\text{MPa} = 2.01\sqrt{280}\text{kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 40^2}{6} = 26666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 26666.67 = 10.76 \text{ Ton} - \text{m} \quad (\text{Ec 5.18a})$$

$$b) 1.33M_u = 1.33*3.71 = 4.93 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 4.93 y la cantidad de acero calculada es 8 cm^2 resiste:

$$10.34 > 4.93 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.50 m

- **SECCIÓN 2 , h = 4.60**

Acero por Flexión [6]

M_n = Momento solicitante en base de pantalla = 45.58 Ton-m/m

recubrimiento = 10 cm

L = longitud de cabezal = 140 cm

$A_s = \phi * b * d' =$ Acero de refuerzo, donde: (Ec. 5.58)

ϕ = porcentaje de refuerzo (ACI) = 0.002

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

$d' = d_{ex} = 140 - 10 = 130 \text{ cm}$

$$A_s = 26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \Phi 25 \text{ mm} = 29.45 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 25/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec.5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 140 - 11.25 = 128.75 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{29.45 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 5.20 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$Mu = As \cdot \phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$Mu = 29.45 \cdot 0.9 \cdot 4200 \cdot \left(128.75 - \frac{5.20}{2}\right)$$

$$Mu = 140.43 \text{ Ton} - m$$

$Mu > Mn$ (solicitante)

$$140.43 \text{ Ton-m} > 45.58 \text{ Ton-m} \text{ Bien}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con : $c/de \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 6.11 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 128.75 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.048$$

$$0.048 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2Mcr \text{ y } 1.33Mu \text{ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)}$$

a) Siendo

$$fr = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \cdot 140^2}{6} = 326666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2Mcr = 1.2fr \cdot S = 33.63 \cdot 326666.67 = 131.84 \text{ Ton} - m$$

$$\text{b) } 1.33Mu = 1.33 \cdot 45.58 = 60.62 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 60.62 y la cantidad de acero calculada es 26 cm^2 resiste:

$$140.43 > 60.62 \quad \text{BIEN}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

As de temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * A_g \text{ [MKS con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Ec 5.13)}]$$

$$B = 140 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$recb = 10 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * 140 * 100 = 25.20 \text{ cm}^2$$

Para cara interna contra el relleno en sentido horizontal $1/3 A_{s_{temp}}$

$$A_s = 25.2/3 = 8.40 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow 4\Phi 18 \text{ mm}$$

$$S = 2.54 / 8.40 = 0.30 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 18 mm @ 0.30 m

Para cara exterior contra el relleno en los dos sentidos (horizontal y vertical) $2/3 A_{s_{temp}}$

$$A_s = (2*27)/3 = 18 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \Phi 20 \text{ mm}$$

$$S = 3.14 / 18 = 0.17 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 20 mm @ 0.20 m

Revisión por corte [6]

Típicamente el corete no gobierna el diseño de un muro de contención, sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$ es: (AASHTO-LRFD Tabla 3.4.1-1)

$$V_u = n [1.5V_{EH} + 1.75V_{LS}] \quad (\text{Ec. 5.61})$$

$$V_{LS} = 0.6\text{m} * 0.296 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 * 4.60\text{m} = 1.39 \text{ Ton/m}$$

$$V_{EH} = 0.5 * 0.296 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 * 4.60^2\text{m} = 5.32 \text{ Ton/m}$$

$$V_u = 1 [1.5 \cdot 1.39 \text{ Ton/m} + 1.75 \cdot 5.32 \text{ Ton/m}]$$

$$V_u = 11.40 \text{ Ton/m}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c ; \text{ donde:} \quad (\text{Ec 5.62})$$

$$\theta = 0.9$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v \text{ [kg]}$$

Donde:

$$b_v = \text{ancho diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 128.75 \text{ cm}$$

$$h = 140.00 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo: } d_e - a/2 = 128.75 - 5.20/2 = 126.15 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 126.15 \text{ cm}$$

$$V_c = 111.90 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_c = 0.9 * 111.90 = 100.69 \text{ Ton} > 11.40 \text{ Ton} \text{ BIEN}$$

DISEÑO DE CIMENTACIÓN [6]

- DISEÑO DE TALÓN

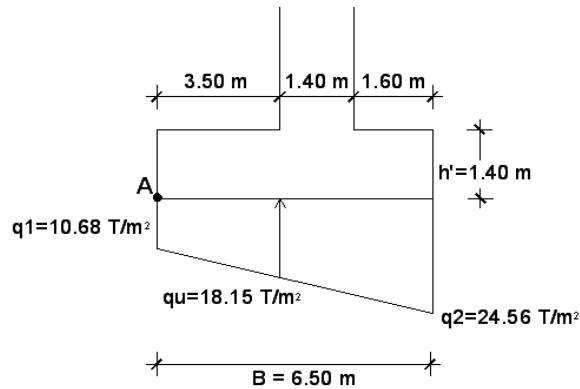


Figura 5. 46 Esfuerzo producidos por el suelo

El talón de la zapata se diseña con los esfuerzos obtenidos cuando el puente esta en servicio en el segundo caso con los Estados límite de Resistencia (AASHTO-LRFD Tabla 3.4.1-1).

$$q1 = 10.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = 24.56 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{DW} + 1.75M_{LS}] \quad (\text{Ec } 5.14)$$

TIPO	FUERZA		BRAZO	M	
DC =	11,76	Ton/m	1,75	20,58	Ton-m
EV =	42,245	Ton/m	1,75	73,93	Ton-m
LS =	3,57	Ton/m	1,75	6,25	Ton-m

Cuadro 5. 14 Momentos por cargas en el Talón

Remplazamos en la ecuación se obtiene el momento último.

$$M_u = 1,00 [1,25*20.58\text{Ton-m} + 1,35*73.93\text{Ton-m} + 1,75*6.25\text{Ton-m}]$$

$$M_u = 136.46 \text{ Ton - m}$$

Acero de refuerzo determinamos con:

$$A_s = \phi * b * d' = 0.002 * 100\text{cm} * 130\text{cm} = 26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \Phi 25 \text{ mm} \quad (\text{Ec. } 5.58)$$

$h = 140 \text{ cm}$
 $rec = 10 \text{ cm}$
 $d = 140 - 10 = 130 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$

Luego:

$$Z = rec + \Phi/2 = 10 + 2.5/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = h - z = 140 - 11.25 = 128.75 \text{ cm}$$

La separación del acero será:

$$S = 4.91/29.46 = 0.20 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{29.46 * 4200}{0.85 * 280 * 140}$$

$$a = 3.71 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$Mu = As * \phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = 29.46 * 0.9 * 4200 * \left(128.75 - \frac{3.71}{2}\right)$$

$$Mu = 141.31 \text{ Ton} - m$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2M_{cr} \text{ y } 1.33Mu \text{ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)}$$

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ec. 5.3.4})$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 140^2}{6} = 326666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 326666.67 = 131.84 \text{ Ton} - m$$

a) $1.33M_u = 1.33 * 136.46 = 181.49 \text{ Ton-m}$ (Ec 5.12)

El menor valor es 131.84 y la cantidad de acero calculada es 29.46 cm^2 resiste:

$141.31 > 131.84$ BIEN

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

As de temperatura

$A_{s_{temp}} = 0.0015 * A_g [6]$ (Ec. 5.13)

$h' = 140 \text{ cm}$

$H = 100 \text{ cm}$

$recb = 10 \text{ cm}$

$A_{s_{temp}} = 0.0015 * 140 * 100 = 21.0 \text{ cm}^2$

$A_{s_{temp}}/capa = 21.00/2 = 10.50 \text{ cm}^2/capa \longrightarrow \Phi 18 \text{ mm}$

La separación será:

$S = 2.54 / 10.50 = 0.20 \text{ m}$ (Ec 5.11)

USAR 1 Φ 18 mm @ 0.20 m

Revisión por corte

$V_u = n[1.25DC + 1.35EV + 1.75 LS]$ (Ec 5.61)

TIPO	V	
V (DC) =	11,76	Ton/m
V(EH) =	42,25	Ton/m
V (LS) =	3,57	Ton/m

Cuadro 5. 15 Cargas (V) aplicadas en el Talón

La fuerza de corte calculamos remplazando en la ecuación

$$V_u = 1.00 [1.25 * 11.76 \text{ Ton/m} + 1.35 * 42.25 \text{ Ton/m} + 1.75 * 3.57 \text{ Ton/m}]$$

$$V_u = 77.98 \text{ Ton/m}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c ; \text{ donde: } \quad (\text{Ec 5.62})$$

$$\theta = 0.9$$

$$\text{Para } \beta = 2 [6] \quad V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v [kg]$$

Donde:

$$b_v = \text{ancho diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 128.75 \text{ cm}$$

$$h = 140,00 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo: } d_e - a/2 = 128.75 - 3.71/2 = 126.89 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} kg/cm^2 * 100 cm * 126.89 cm$$

$$V_c = 112.50 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_c = 0.9 * 112.50 = 101.28 \text{ Ton} > 77.98 \text{ Ton} \text{ BIEN}$$

• DISEÑO DEL DEDO [6]

Para el diseño del dedo se opta por la combinación de cargas Resistencia IIIa que es la más crítica para el diseño de lo que se obtiene:

$$q_1 = 10.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 24.56 \text{ Ton/m}^2$$

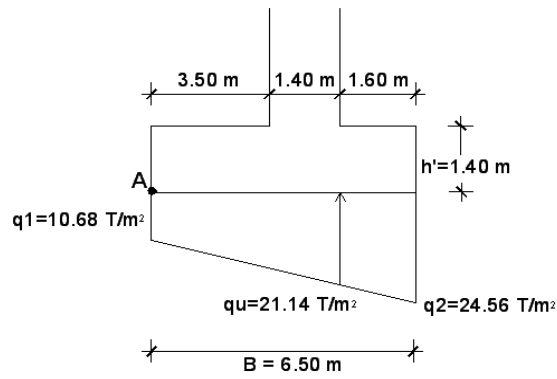


Figura 5. 47 Esfuerzo para el cálculo de la zapata

El momento actuante será:

$$Mu = qu * \frac{b^2}{2} * 1.0 \quad (\text{Ec 5.63})$$

Donde:

qu = esfuerzo en cara de pantalla = 16.44 Ton/m²

b = longitud del dedo

$$Mu = 21.14 \text{ Ton/m}^2 * \frac{1.60\text{m}^2}{2} * 1.0$$

$$Mu = 27.06 \text{ Ton/m}^2$$

Acero de refuerzo determinamos con:

$$As = \phi * b * d' = 0.002 * 100\text{cm} * 130\text{cm} = 26.00 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \Phi 25 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 5.58})$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 10 = 130 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Luego

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 2.5/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = h - z = 140 - 11.25 = 128.75 \text{ cm}$$

La separación del acero será:

$$S = 4.91/24.54 = 0.20 \quad (\text{Ec 5.2.17})$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{24.54 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 140} = 3.09 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$Mu = As \cdot \phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$Mu = 24.54 \cdot 0.9 \cdot 4200 \cdot \left(128.75 - \frac{3.09}{2}\right)$$

$$Mu = 118.00 \text{ Ton} - m$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con : $c/de \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 3.64 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 128.75 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.028$$

$$0.028 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2M_{cr} \text{ y } 1.33Mu \text{ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)}$$

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \cdot 145^2}{6} = 326666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r \cdot S = 33.63 \cdot 326666.67 = 131.84 \text{ Ton} - m$$

$$a) 1.33Mu = 1.33 \cdot 27.06 = 35.99 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 35.99 y la cantidad de acero calculada es 24.54 cm^2 resiste:

$$118.00 > 35.99 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

Revisión al corte

$$V_u = q_u * (a - b) * 1m \quad (\text{Ec 5.64})$$

Donde:

q_u = esfuerzo en cara de pantalla = 21.14 Ton/m²

a = longitud del talón = 1.6 m

b = longitud a la cara de pantalla = 1.40 m

$$V_u = 21.14 \text{ Ton/m}^2 * (1.60 \text{ m} - 1.40 \text{ m}) * 1.00 = 2.11 \text{ Ton}$$

b_v = ancho diseño de pantalla = 100 cm

d_e = 128.75 cm

h = 140,00 cm

d_v = peralte de corte efectivo: $d_e - a/2 = 128.75 - 309/2 = 127.20 \text{ cm}$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_n ; \text{ donde:} \quad (\text{Ec 5.61})$$

$$\theta = 0.9$$

Para $\beta = 2$ (AASHTO-LRFD Art. 5.8.3.4): $V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \text{ [kg]}$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 127.20 \text{ cm}$$

$$V_c = 112.80 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_n = 0.9 * 112.80 = 101.53 \text{ Ton} > 2.11 \text{ Ton} \text{ BIEN}$$

DISEÑO VIGA DE ASIENTO [7]

Se diseña para soportar los esfuerzos producidos por la transmisión de cargas (Cm y Cv) de la superestructura.

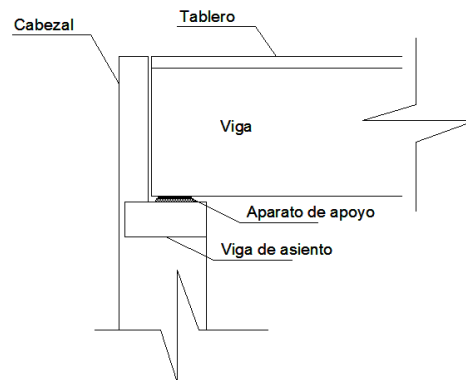


Figura 5. 48 Ubicación de la viga de asiento

El cálculo de las solicitaciones se lo realiza con las cargas provenientes de la superestructura de acuerdo con el siguiente esquema.

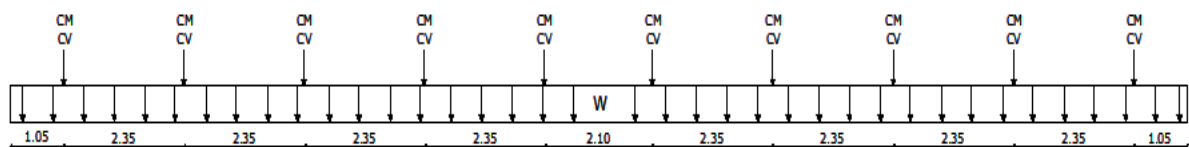


Figura 5. 49 Cargas actuantes sobre la viga de asiento

- Carga muerta CM:

$$CM = \frac{R_{cm} * B}{\#V}$$

$$R_{cm} = 51.40 \text{ Ton/m}$$

$$B = \text{Ancho puente} = 23 \text{ m}$$

$$\# \text{ Vigas} = 10$$

$$CM = \frac{51.40 \text{ ton/m} * 23 \text{ m}}{10}$$

$$CM = 118 \text{ Ton}$$

- Carga Viva CV:

$$CV = \frac{Rcv * B}{\#V}$$

$$Rcv = 13.20 \text{ Ton/m}$$

$$B = \text{Ancho puente} = 23 \text{ m}$$

$$\# \text{ Vigas} = 10$$

$$CV = \frac{13.20 \text{ ton/m} * 23 \text{ m}}{10}$$

$$CV = 30.40 \text{ Ton}$$

- Carga última.- Se calculará con la combinación de cargas (Cap. 3 Tabla 3.5; 3.6)

$$Pu = n [1.25DC + 1.75LL]$$

$$Pu = 1.0[1.25*118 + 1.75*30.40]$$

$$Pu = 201 \text{ Ton}$$

- Reacción del Estribo por metro lineal.

$$P = \frac{\#V * Pu}{B * 1}$$

$$P = \frac{10 * 201}{23 * 1}$$

$$P = 87.40 \text{ Ton/m}^2 * 1 \text{ ml} = 87.40 \text{ Ton/ml}$$

De las solicitaciones que se transmiten de la superestructura se obtiene el diagrama de cortante y momento para el diseño de las vigas.

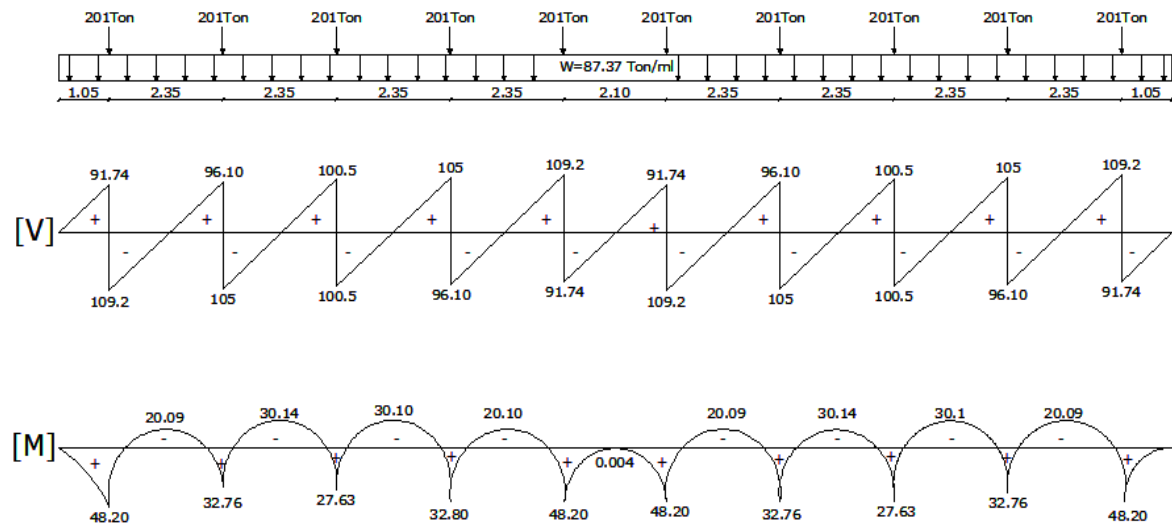


Figura 5. 50 Diagrama de cortante y momentos flectores en la viga

De los diagramas se obtienen las solicitaciones máximas para el diseño.

$$V_u = 109 \text{ Ton}$$

$$M_u = 48.20 \text{ Ton-m}$$

Adoptamos una altura de viga de 60 cm, la viga se diseña como rectangular simplemente armada, debiendo colocar el acero de refuerzo en la parte inferior de la viga.

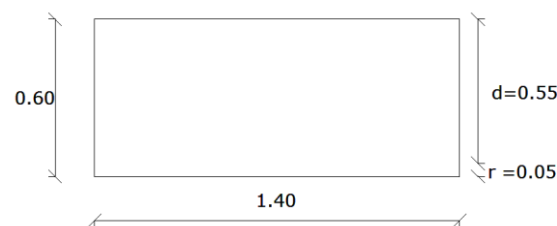


Figura 5. 51 Geometría de la viga de asiento sección transversal.

El acero de refuerzo lo determinamos de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Donde:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$D = 60\text{cm} - 5 \text{ cm (recub)} = 55 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 55$$

$$A_{s_{min}} = 18.33 \text{ cm}^2$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b} \quad (\text{Ec 5.2})$$

$$a = \frac{18.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 3.23 \text{ cm}$$

El acero de refuerzo será

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ec 5.9})$$

$$A_s(-) = \frac{48.20 * 10^5}{0.9 * 4200 * (55 - \frac{3.23}{2})}$$

$$A_s(-) = 23.89 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 25 \text{ mm}$$

Calculo de los estribos

El esfuerzo de corte lo calculamos con:

$$V_u = \frac{V_u}{0.85 * b * h} \quad (\text{Ec 5.65})$$

$$V_u = \frac{109^3}{0.85 * 100 * 60}$$

$$V_u = 21.40 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte que absorbe el hormigón es:

$$V_{adm.} = 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } (V_u - V_c) \leq (8 * \sqrt{0.07 * f'_c})$$

$$21.40 - 8.86 \leq (8 * \sqrt{0.07 * 280})$$

$$12.54 \leq 35.42 \text{ “La sección es correcta”}$$

El espaciamiento de los estribos será:

$$S = \frac{A_v * f_y}{V_u * h}$$

Donde:

$$A_v = 2 \Phi 14 \text{ mm} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 21.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$S = \frac{3.08 * 4200}{21.40 * 60}$$

$$S = 10.1 \text{ cm} \cong 10 \text{ cm}$$

USAR 1 Estribo $\Phi 14 \text{ mm}$ @ 0.10 m

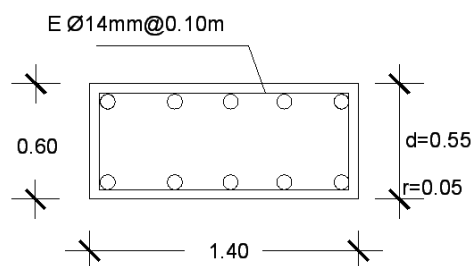


Figura 5. 52 Armado de la viga de asiento.

Diseño de traba antisísmica [7]

Los puentes al igual que otras estructuras están sometidos a la acción de fuerzas sísmicas las cuales están principalmente en función del peso del elemento y se asume que estas fuerzas actúan en el centro de gravedad de los elementos. En los puentes el lugar más propenso a fallas cuando se presenta un sismo son los aparatos de apoyo de tal forma que la superestructura tiende a caerse de los estribos y pilas.

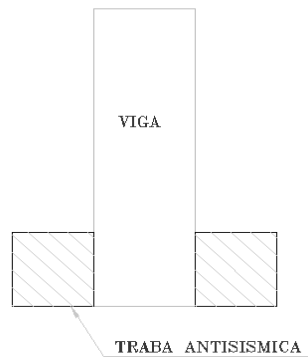


Figura 5. 53 Trabas antisísmicas.

Tratando de evitar el desplazamiento transversal y procurará que la superestructura se mantenga en su sitio durante la acción del sismo.

$$EQ_{min} = A \cdot R_{cm}$$

Donde:

EQ = Fuerza sísmica que soporta la traba

A = Coeficiente de aceleración sísmica = 0.40

R_{cm} = carga muerta Ton/Viga = 138.00 Ton/viga

Por lo tanto:

$$EQ_{min} = 0.4 \cdot 138.00$$

$$EQ_{min} = 55.20 \text{ ton/traba}$$

Esta fuerza sísmica debe ser afectada por el coeficiente de modificación de respuesta sísmica (R) para obtener una fuerza sísmica modificada (EQM)

$$EQM = EQ/R$$

Donde:

R = Coeficiente de modificación de respuesta sísmica que se lo obtiene en función del elemento del puente (conexiones y empates de superestructura con estribos) y es igual 0.8

$$EQM = V = 55.20 / 0.8$$

$$EQM = 69.00 \text{ Ton}$$

El armado del anclaje se calcula con la siguiente expresión

$$A_v = \frac{V}{f_s * \mu}$$

Donde:

A_v = Armadura de anclaje

V = Fuerza cortante

f_s = Esfuerzo de trabajo del acero = $0.4 * f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$

μ = Coeficiente de rozamiento entre hormigón – hormigón = 1.0

Entonces:

$$A_v = \frac{69 * 10^3}{1680 * 1}$$

$$A_v = 41.07 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar 22 Φ 16 mm, la traba se construye de hormigón armado y la geometría adoptada es la siguiente.

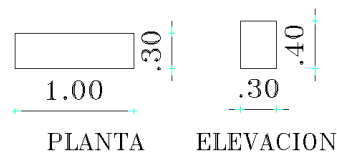


Figura 5. 54 Geometría de traba antisísmica

La longitud de desarrollo de anclaje para el esfuerzo de la traba antisísmica lo calculamos de acuerdo a lo establecido anteriormente en el Cap. 3.1, la longitud para varillas corrugadas y alambres corrugados sujetos a tensión es calculada como el producto de la longitud de desarrollo básico.

La longitud básica de desarrollo a tensión es:

$$l_{db} = \frac{0.02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 d_b f_y$$

Donde:

A_b = área de barra = $\Phi 16 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2 = 201 \text{ mm}^2$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$$

$$d_b = \text{diámetro de barra} = 1.6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

Entonces:

$$l_{db} = \frac{0.02 * 201 * 412}{\sqrt{27.46}} \geq 0.06 * 16 * 412$$

$$l_{db} = 316.06 \geq 395.52 \text{ NO}$$

Por lo que la longitud de desarrollo será:

$$l_{db} = 395.52 \text{ mm} = 39.55 \text{ cm} \cong 40 \text{ cm}$$

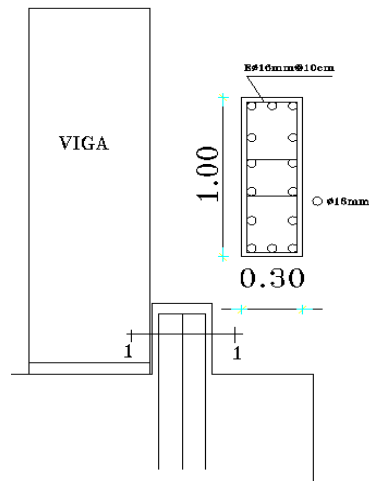


Figura 5. 55 Armado de la traba antisísmica

DISEÑO DE MURO DE ALA [7]

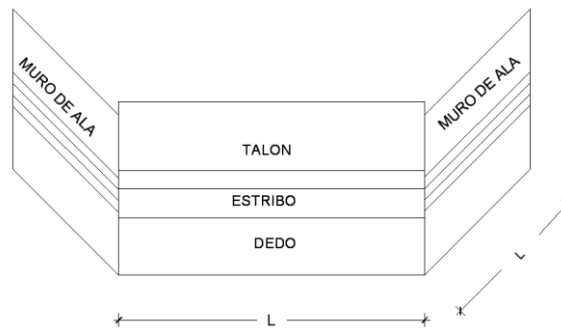


Figura 5. 56 Esquema en planta Estribo y Muro de ala

Los muros de ala soportan el empuje que produce el suelo de relleno de los accesos del puente, se los diseña como muros de Hormigón armado con pantalla maciza con los datos del Estribo (ver 5.3.1)

Prediseño

Para el diseño se toma las siguientes consideraciones:

Espesor de pantalla: min 15 cm

Base del muro entre $0.4H$ a $0.6H$, donde H = altura del muro

Dedo entre $0.25B$ a $0.4B$, donde B = base del muro.

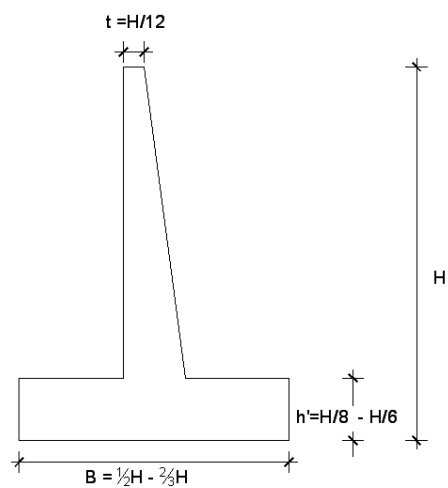


Figura 5. 57 Recomendaciones para el predimensionado del muro de ala

Arranque de Pantalla [7]

En la parte superior se debe tener un $t_{min} = 15 \text{ cm}$: se adopta un $t = 30 \text{ cm}$

Para el arranque de pantalla (h de zapata) se aplica lo siguiente:

$$h' = H/8 - H/6$$

$$h' = 8.5/8 - 8.5/6$$

$$h' = 1.06 - 1.40$$

Adoptamos un $h' = 1.30 \text{ m}$

Base de muro

$$B = \frac{1}{2} 8.5 - \frac{2}{3} 8.5$$

$$B = 4.25 - 5.67$$

Adoptamos un $B = 6.00 \text{ m}$ por que $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$

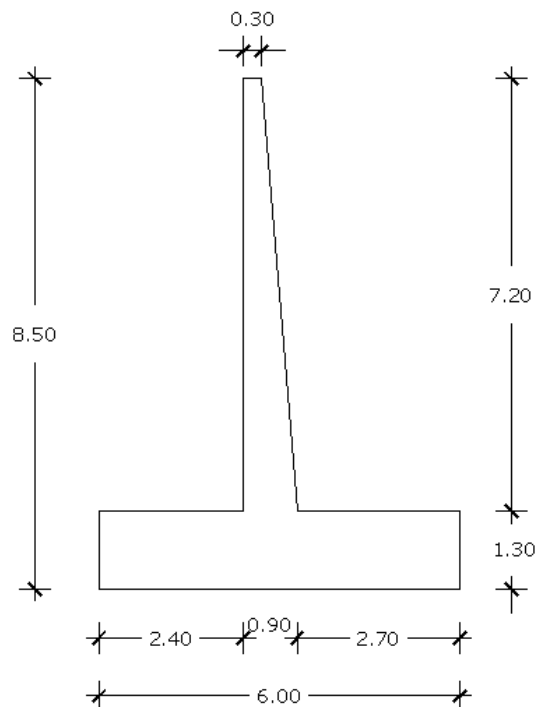


Figura 5. 58 Dimensiones del Muro de Ala

Comprobación de las dimensiones del Muro de Ala

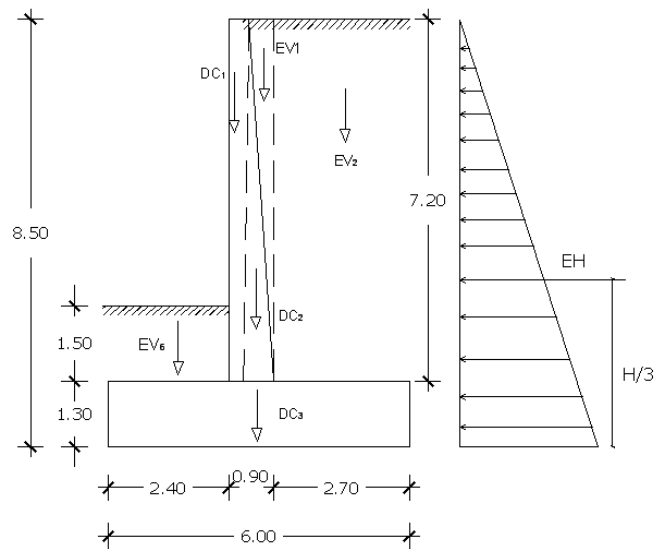


Figura 5. 59 Cargas verticales y horizontales

- Cargas Verticales DC (peso propio)

$$DC1 = 0.3 \times 7.20 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 5.18 \text{ Ton / m}$$

$$DC2 = 0.5 \times 0.6 \times 7.2 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 5.18 \text{ Ton/m}$$

$$DC3 = 1.3 \times 6 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 18.72 \text{ Ton/m}$$

- Cargas EV (presión vertical por carga muerta de terreno)

$$EV4 = 0.5 \times 0.6 \times 7.20 \times 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 3.67 \text{ Ton/m}$$

$$EV5 = 7.2 \times 2.7 \times 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 33.05 \text{ Ton/m}$$

$$EV6 = 1.5 \times 2.4 \times 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 6.12 \text{ Ton/m}$$

- Cargas EH (presión lateral del terreno)

$$EH1y = EH \text{sen} \delta = 8.5^2 \times 1.7 \text{ Ton/m}^3 \times 0.296 \times 0.5 \times \text{sen} (24) = 7.39 \text{ Ton/m}$$

RESUMEN CARGAS VERTICALES				
CARGA	TIPO	Fv (T/m)	X (m)	Mv(T-m/m)
DC1	DC	5,184	2,55	13,2192
DC2	DC	5,184	2,9	15,03
DC3	DC	18,72	3	56,16
EV4	EV	3,672	3	11,02
EV5	EV	6,12	4,65	28,46
EV6	EV	33,05	1,2	39,66
Σ		71,93		163,54
EH1y	EH	7,39	6,00	44,36

Cuadro 5. 16 Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.

Estados límites aplicados y combinaciones de cargas [6]

Se realizara el mismo procedimiento que se empleo para el diseño de los Estribos, especificado en este mismo capítulo.

TIPO	DC			EV			EH	
CARGA	DC1	DC2	DC3	EV4	EV5	EV5	EH1y	
Fv (t/m)	5,18	5,18	18,72	3,67	6,12	33,05	7,39	Σ
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00	1,00	1,50	Fvu
	4,67	4,67	16,85	3,67	6,12	33,05	11,09	80,11
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,35	1,50	
	6,48	6,48	23,40	4,59	8,26	44,61	11,09	104,92
Resistencia IIIa	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00	1,00	1,50	
	4,67	4,67	16,85	3,67	6,12	33,05	11,09	80,11
Resistencia IIIb	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,35	1,50	
	6,48	6,48	23,40	4,59	8,26	44,61	11,09	104,92

Cuadro 5. 17 Cargas verticales Vu

Momento estabilizador por cargas verticales M_v

TIPO	DC			EV			EH	
CARGA	DC1	DC2	DC3	EV4	EV5	EV6	EH1y	
M (t/m)	13,22	15,03	56,16	11,02	28,46	39,66	44,36	Σ
Resistencia Ia	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00	1,50	M_{vu}
	11,90	13,53	50,54	9,91	28,46	39,66	66,54	220,54
Resistencia Ib	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,35	1,50	
	16,52	18,79	70,20	13,77	38,42	53,54	66,54	277,79
Resistencia IIIa	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00	1,00	1,50	
	11,90	13,53	50,54	11,02	28,46	39,66	66,54	220,54
Resistencia IIIb	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,35	1,50	
	16,52	18,79	70,20	13,77	38,42	53,54	66,54	277,79

Cuadro 5. 18 Momento Estabilizador por cargas verticales

TIPO	EH	
CARGA	EH1x	
F_h (t/m)	16,61	Σ
Resistencia Ia	1,50	F_{hu}
	24,91	24,91
Resistencia Ib	1,50	
	24,91	24,91
Resistencia IIIa	1,50	
	24,91	24,91
Resistencia IIIb	1,50	
	24,91	24,91

TIPO	EH	
CARGA	EH1x	
M_H (t/m)	47,05	Σ
Resistencia Ia	1,50	M_{hu}
	70,58	70,58
Resistencia Ib	1,50	
	70,58	70,58
Resistencia IIIa	1,50	
	70,58	70,58
Resistencia IIIb	1,50	
	70,58	70,58

Cargas Horizontales H_u

Momento de vuelco por cargas horizontales M_{hu}

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

- Vuelco alrededor del punto A

Debe cumplir con $e \leq e_{max}$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$e = 3B/8$
Resist Ia	80,11	220,54	70,58	1,87	1,13	2,25
Resist Ib	104,92	277,79	70,58	1,97	1,03	2,25
Resist IIIa	79,74	220,54	70,58	1,88	1,12	2,25
Resist IIIb	104,92	277,79	70,58	1,97	1,03	2,25

- Deslizamiento en la base del Estribo

Estable si: $F_f > H_u$

Con:

$$\mu = tg\delta = 0.45 \quad (AASHTO - LRFD Tabla 3.1.1.5.3 - 1)$$

$$\phi_T = 0.80 \quad (AASHTO - LRFD Tabla 10.5.5.2.2 - 1)$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	RESISTENTE (Ton / m) $F_f = \mu(\phi_T Vu)$	ACTUANTE (Ton / m) H_u
Resistencia Ia	80,11	28,53	24,91 OK
Resistencia Ib	104,92	37,37	24,91 OK
Resistencia III	79,74	28,40	24,91 OK
Resistencia IIIb	104,92	37,37	24,91 OK

- Presiones

Estable si: $q_R \geq q_{\max}$

$$H = 1.30 \text{ m}$$

$$B = 6.0 \text{ m}$$

$$q_R = 25 \text{ Ton/m}^2$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q_{\max} = \frac{P}{B \cdot h} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e}{h \cdot B^2}$	
						qmax	qmin
Resist. Ia	80,11	220,54	70,58	1,87	1,13	21,86	-1,31
Resist. IIIa	79,74	220,54	70,58	1,88	1,12	21,67	-1,22

Calculo e la fuerza sísmica

En esta etapa analizamos el Muro de Ala a cargas sometidas por DC, EH y efecto de la fuerza sísmica, realizamos el mismo procedimiento que se utilizó en diseño de Estribos.

Infraestructura

CARGA	TIPO	Fv(Ton)	Y (m)	M=Fv*Y
DC1	DC	5,18	4,90	25,40
DC2	DC	5,18	3,70	19,18
DC3	DC	18,72	0,65	12,17
EV4	EV	3,67	6,10	22,40
EV5	EV	6,12	4,90	29,99
EV6	EV	33,05	2,05	67,75
Σ		71,93		176,89

Cuadro 5. 19 Resumen de cargas aplicadas al muro de ala

$$EQ = W * A * S$$

$$EQ = 71.93 * 0.4 * 1$$

$$EQ = 28.77 \text{ Ton}$$

$$h_i = \text{altura promedio de Estribo} = 176.89 / 71.93 = 2.46 \text{ m}$$

$$M_{eq-i} = 28.77 * 2.46 = 17.98 \text{ Ton-m}$$

- **SUELO: Método Monobe-Okabe [6]**

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 11.30$$

a) Cálculo de empuje activo

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.33$$

b) Cálculo de la presión lateral del terreno, considerando 1 m de longitud de estribo.

$$P_A = \frac{1}{2} * 1.7 * 8.5^2 * 0.33 = 20.47 \text{ Ton}$$

$$\text{Aplicada en } H/3 = 8.5/3 = 2.83 \text{ m}$$

c) Cálculo de la fuerza sísmica.

$$k_{AE} = 0.482$$

Luego la fuerza sísmica es:

$$P_{EQ} = P_{AE} - P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 (k_{AE} - k_a)$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} * 1.7 * 8.5^2 (0.482 - 0.33) = 9.13 \text{ Ton}$$

$$\text{Aplicada a } H/2 = 8.5/2 = 4.25 \text{ m}$$

Chequeo de estabilidad y presiones cuando el puente esta en servicio: DC + EH + EQ

$$F_v = \Sigma DC + EV = 71.93 \text{ Ton}$$

$$M_v = \Sigma M_{DC} = 176.89 \text{ Ton/m}$$

$$F_h = EQ_{\text{suelo}} + EQ_{\text{estribo}} = 20.47 + 9.13 = 29.60 \text{ Ton}$$

$$M_h = M_{eq} = 70.75 \text{ Ton-m}$$

FACTORES DE SEGURIDAD

- Deslizamiento

$$FSD = \frac{F_v \times 0.6}{F_h}$$

$$FSD = \frac{71.93 \times 0.6}{29.60}$$

$$FSD = 1.54 > 1.50 \text{ BIEN}$$

- Volcamiento

$$FSV = \frac{\Sigma M_v}{M_h}$$

$$FSV = \frac{176.90}{70.75}$$

$$FSV = 2.5 > 1.5 \text{ BIEN}$$

- Presiones

$$x = \frac{M_v - M_h}{F_v} = \frac{176.90 - 70.75}{71.93} = 1.48 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{6.0}{2} - 1.48 = 1.52 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{Fv}{B * h} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right)$$

$$q_1 = \frac{71.93}{6.0 * 1.3} * \left(1 + \frac{6 * 1.52}{6.0}\right) = 23.28 < 25 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_1 = \frac{71.93}{6.0 * 1.3} * \left(1 - \frac{6 * 1.52}{6.0}\right) = -4.84 < 25 \text{ Ton/m}^2$$

DISEÑO DE PANTALLA DEL MURO DE ALA [7]

Como la pantalla es un elemento estructural que se encuentra solicitado a flexión por efecto del empuje del relleno y las fuerzas sísmica se lo diseña como muro de contención, considerando varias secciones, calculando los momentos para cada sección.

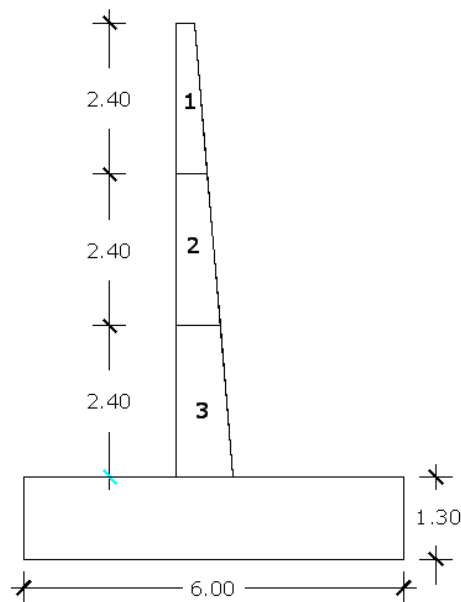


Figura 5. 60 Secciones a analizar de la pantalla del muro de ala

SECCIÓN	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
	T/m	M	T-m/m
1 h = 2,4	W1 = 2,30	0,22	0,50
	EH = 1,45	0,80	1,16
	EQsuel= 1,83	1,2	2,19
	EQ est= 0,92	1,2	1,11
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EH]		2,19
	Ic = n[1,25DC+1,0EQ]		3,92
	Mu diseño		3,92
2 h = 2,4	W2 = 2,88	0,28	0,816
	EH = 5,80	1,60	9,27
	EQsuel= 1,83	3,6	6,57
	EQ est= 1,15	3,6	4,15
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EH]		13,54
	Ic = n[1,25DC+1,0EQ]		11,7408
	Mu diseño		13,54
3 h = 2,4	W3 = 3,46	0,35	1,2096
	EH = 13,04	2,40	31,30
	EQsuel= 1,83	6	10,96
	EQ est= 1,38	6	8,29
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EH]		43,77
	Ic = n[1,25DC+1,0EQ]		20,76
	Mu diseño		43,77

Cuadro 5. 20 Momentos en el Muro de ala por secciones

• **Sección 1 ; h = 2,40 m**

Acero por Flexión [6]

Mn = Momento solicitante en base de pantalla = 3,92 Ton-m/m

rec = 10 cm

L = longitud de cabezal = 30 cm

As = $\phi \cdot b \cdot d'$ = Acero de refuerzo, donde: (Ec 5.58)

ϕ = porcentaje de refuerzo (ACI) = 0.002

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

$$d' = d_{ex} = 30 - 10 = 20 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \Phi 20 \text{ mm} = 9.42 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 20/10 = 11.00 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 30 - 11.00 = 19.00 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{9.42 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.66 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s * \Phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_u = 9.42 \text{ cm}^2 * 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(19.00 \text{ cm} - \frac{1.66 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_u = 6.47 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u > M_n$$

$$6.47 \text{ Ton-m} > 3.92 \text{ Ton-m} \text{ Bien}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/d_e \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 1.96 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d_e = 19.00 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0.103$$

$$0.103 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

$$1.2M_{cr} \text{ y } 1.33M_u \text{ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)}$$

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 30^2}{6} = 15000.00 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 15000.00 = 6.05 \text{ Ton} - \text{m}$$

b) $1.33M_u = 1.33 * 3.92 = 5.22 \text{ Ton-m}$ (Ec 5.12)

El menor valor es 5.22 y la cantidad de acero calculada es 4 cm^2 resiste:

$$6.47 > 5.22 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 20 mm @ 0.50 m

- **Sección 2 ; h = 4.80 m**

Acero por Flexión

$$M_n = 13.54 \text{ Ton-m/m}$$

$$\text{recubrimiento} = 10 \text{ cm}$$

$$L = \text{longitud de cabezal} = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi * b * d' = \text{Acero de refuerzo, donde:} \quad (\text{Ec 5.58})$$

$$\phi = \text{porcentaje de refuerzo (ACI)} = 0.002$$

$$b = \text{ancho del elemento a flexión} = 100 \text{ cm}$$

$$d' = d_{\text{ex}} = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = 8 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 22 \text{ mm} = 19.01 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 22/10 = 11.10 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 50 - 11.10 = 38.90 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{19.01 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 3.35 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$Mu = As * \phi * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (Ec 5.3)$$

$$Mu = 19.01 \text{ cm}^2 * 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(38.90 \text{ cm} - \frac{3.35 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mu = 26.75 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$Mu > Mn$$

$$26.75 \text{ Ton-m} > 13.54 \text{ Ton-m} \text{ Bien}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/de \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 3.95 \text{ cm} \quad (Ec 3.10)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 38.90 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.101$$

$$0.101 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As mín

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de: $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 50^2}{6} = 41666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 41666.67 = 16.82 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 * 13.54 = 18.01 \text{ Ton-m} \quad (Ec 5.12)$$

El menor valor es 16.82 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 8 cm^2 resiste:

$$26.75 > 16.82 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 22 mm @ 0.20 m

- **Sección 3 ; h = 7.20 m**

Acero por Flexión

$$M_n = 43.77 \text{ Ton-m/m}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$L = \text{longitud de cabezal} = 70 \text{ cm}$$

$$A_s = \phi * b * d' = \text{Acero de refuerzo, donde:} \quad (\text{Ec 5.58})$$

$$\phi = \text{porcentaje de refuerzo (ACI)} = 0.002$$

$$b = \text{ancho del elemento a flexión} = 100 \text{ cm}$$

$$d' = dex = 70 - 10 = 60 \text{ cm}$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 24 \text{ mm} = 22.60 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = rec + \Phi/2 = 10 + 2.4/10 = 11.20 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 70 - 11.20 = 58.80 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{22.60 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 3.99 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_u = 22.60 \text{ cm}^2 * 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(58.80 \text{ cm} - \frac{3.99 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$M_u = 48.53 \text{ Ton} - m$$

$$M_u > M_n$$

$$48.53 \text{ Ton-m} > 43.77 \text{ Ton-m} \text{ Bien}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/de \leq 0.42$

$$c = a/\beta_1 = 4.69 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 58.80 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.080$$

$$0.080 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As mín

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de: $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 70^2}{6} = 81666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 81666.67 = 32.96 \text{ Ton} - m$$

$$a) 1.33M_u = 1.33 * 43.77 = 58.22 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 32.96 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 12 cm^2 resiste:

$$48.53 > 32.96 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 24 mm @ 0.15 m

As de temperatura

Este refuerzo sirve para contrarrestar los efectos de retracción y contracción, además sirve como hierros de amarre, los cuales se distribuyen en las dos caras de la pantalla.

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * A_g \text{ [MKS]con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ec 5.13})$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$recb = 10 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * 60\text{cm} * 100\text{cm} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Para cara interna contra el relleno en sentido horizontal $1/3 A_{s_{temp}}$

$$A_s = 10.8/3 = 3.60 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \Phi 18 \text{ mm}$$

$$S = 5.08 / 2.54 = 0.50 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 18 mm @ 0.30 m

Para cara exterior contra el relleno en los dos sentidos (horizontal y vertical) $2/3 A_{s_{temp}}$

$$A_s = (2*10.8)/3 = 7.20 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \Phi 20 \text{ mm}$$

$$S = 3.14 / 9.42 = 0.30 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 20 mm @ 0.30 m

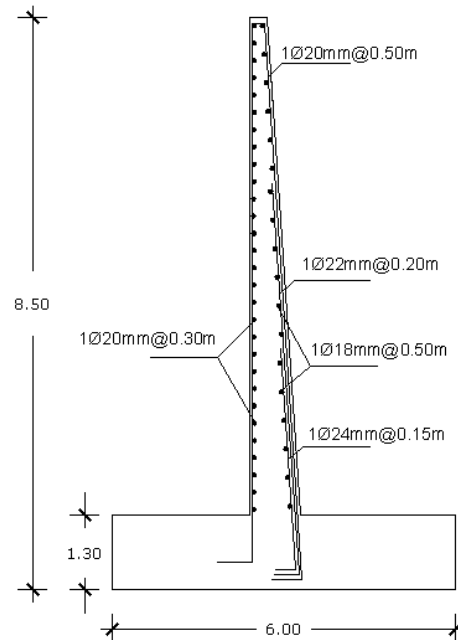


Figura 5. 61 Armado de la Pantalla del Muro de Ala

DISEÑO DE LA ZAPATA DEL MURO DE ALA

DISEÑO DEL DEDO

Para el diseño del dedo de la zapata se utiliza el esfuerzo que se tiene en la combinación de cargas tomamos el más crítico teniendo los siguientes valores.

$$q_1 = -4.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 23.30 \text{ Ton/m}^2$$

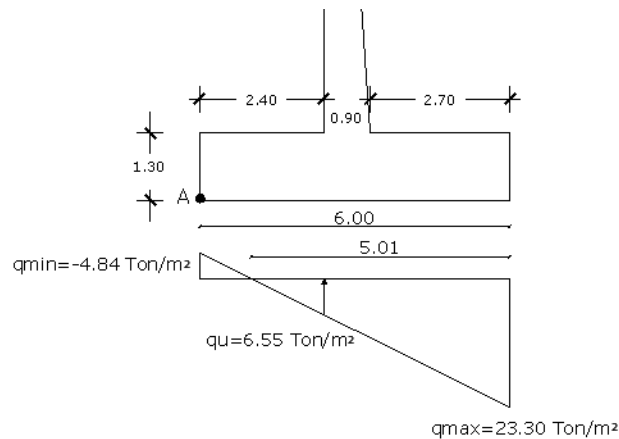


Figura 5. 62 Reacciones del suelo

El momento actuante será:

$$M_u = q_u * \frac{a^2}{2} * 1.0 \quad (\text{Ec 5.63})$$

Donde:

q_u = esfuerzo en cara de pantalla = 6.55 Ton/m^2

a = longitud del dedo = 2.4 m

$$M_u = 6.55 \text{ Ton/m}^2 * \frac{2.4 \text{ m}^2}{2} * 1.0$$

$$M_u = 18.86 \text{ Ton/m}^2$$

Luego:

recubrimiento = 10 cm

h = altura de zapata = 130 cm

$A_s = \phi * b * d' = \text{Acero de refuerzo, donde:}$ (Ec 5.58)

ϕ = porcentaje de refuerzo (ACI) = 0.002

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

d' = dex = 130 – 10 = 120 cm

As = 24 cm² → 6 Φ 25 mm = 24.54 cm²

Luego:

Z = rec + Φ/2 = 10 + 25/10 = 11.25 cm (Ec 5.1)

La altura efectiva será:

d = L – z = 130 – 11.30 = 118.75 cm

El área en compresión será:

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * f_{t_c} * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{24.54 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 4.33 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$Mu = As * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec 5.4})$$

$$Mu = 24.54 \text{ cm}^2 * 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(118.75 \text{ cm} - \frac{4.33 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mu = 108.15 \text{ Ton} - \text{m}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: c/de ≤ 0.42 (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 5.09 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 118.70 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.043$$

$$0.043 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de :

$$1.2M_{cr} \text{ y } 1.33M_u$$

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 130^2}{6} = 281666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 281666.67 = 113.68 \text{ Ton} - \text{m} \text{ (Ec 5.2.19)}$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 * 18.86 = 25.09 \text{ Ton-m}$$

El menor valor es 226.89 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 24 cm² resiste:

$$108.15 > 25.09 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

Revisión por corte

El cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla lo calculamos con la expresión:

$$V_u = q_u * (a - b) * 1 \text{ m}$$

Donde:

$$q_u = \text{esfuerzo en cara de pantalla} = 6.55 \text{ Ton/m}^2$$

$$a = \text{longitud del dedo} = 2.40 \text{ m}$$

$$b = \text{longitud base de pantalla} = 0.90 \text{ m}$$

$$V_u = 6.55 \text{ Ton/m}^2 * (2.40 \text{ m} - 0.90 \text{ m}) * 1.00 = 9.83 \text{ Ton}$$

$$b_v = \text{ancho diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 118.75 \text{ cm}$$

$$h = 130.00 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo: } d_e - a/2 = 118.75 - 4.33/2 = 116.59 \text{ cm}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c ; \text{ donde: } \quad (\text{Ec 5.62})$$

$$\theta = 0.9$$

$$\text{Para } \beta = 2 \text{ (AASHTO-LRFD Art. 5.8.3.4): } V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \text{ [kg]} \quad (\text{Ec 5.3.41b})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 116.54 \text{ cm}$$

$$V_c = 103.40 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_c = 0.9 * 103.40 = 93.05 \text{ Ton} > 9.83 \text{ Ton} \text{ BIEN}$$

DISEÑO DEL TALÓN

Para el diseño del dedo de la zapata se utiliza el esfuerzo que se tiene en la combinación de cargas tomamos el más crítico Resistencia IIIA teniendo los siguientes valores.

$$q_1 = -4.84 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 23.3 \text{ Ton/m}^2$$

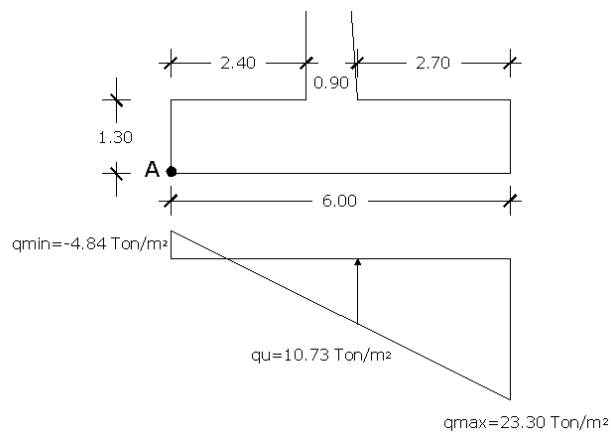


Figura 5. 63 Reacciones del suelo

El momento actuante será:

$$M_u = q_u * \frac{b^2}{2} * 1.0 \quad (\text{Ec 5.63})$$

Donde:

$$q_u = \text{esfuerzo en cara de pantalla} = 11.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$b = \text{longitud del dedo} = 2.70 \text{ m}$$

$$M_u = 10.73 \text{ Ton/m}^2 * \frac{2.70 \text{ m}^2}{2} * 1.0$$

$$M_u = 39.11 \text{ Ton/m}^2$$

Luego:

recubrimiento = 10 cm

h = altura de zapata = 130 cm

$A_s = \phi * b * d' = \text{Acero de refuerzo, donde:}$ (Ec 5.58)

$\phi = \text{porcentaje de refuerzo (ACI)} = 0.002$

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

$d' = d_{ex} = 130 - 10 = 120 \text{ cm}$

$A_s = 24 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 25 \text{ mm} = 24.54 \text{ cm}^2$

Luego:

$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 25/10 = 11.25 \text{ cm}$ (Ec 5.1)

La altura efectiva será:

$d = L - z = 130 - 11.30 = 118.75 \text{ cm}$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{24.54 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 4.33 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_u = 24.54 \text{ cm}^2 * 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(118.75 \text{ cm} - \frac{4.33 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_u = 108.15 \text{ Ton} - \text{m}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/de \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 5.09 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 118.75 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.043$$

$$0.043 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

1.2Mcr y 1.33Mu (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 130^2}{6} = 281666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 281666.67 = 113.68 \text{ Ton} - m$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 * 39.11 = 52.02 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 55.75 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 24 cm² resiste:

$$108.15 > 52.02 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

REVISIÓN POR CORTE

El cortante actuante a una distancia dv de la cara de la pantalla lo calculamos con la expresión:

$$V_u = q_u * (a - b) * 1m$$

Donde:

$$q_u = \text{esfuerzo en cara de pantalla} = 10.73 \text{ Ton/m}^2$$

$$a = \text{longitud del talón} = 2.70 \text{ m}$$

$$b = \text{longitud base de pantalla} = 0.90 \text{ m}$$

$$V_u = 10.73 \text{ Ton/m}^2 * (2.70 \text{ m} - 0.90 \text{ m}) * 1.00 = 16.10 \text{ Ton}$$

$$b_v = \text{ancho diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_e = 118.75 \text{ cm}$$

$$h = 130.00 \text{ cm}$$

dv = peralte de corte efectivo: $de - a/2 = 118.75 - 4.33/2 = 116.59 \text{ cm}$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c ; \text{ donde: } \quad (\text{Ec 5.3.38})$$

$$\theta = 0.9$$

Para $\beta = 2$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \text{ [kg]} \quad (\text{Ec 5.3.41a})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 116.59 \text{ cm}$$

$$V_c = 103.39 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \theta V_c = 0.9 * 103.40 = 93.05 \text{ Ton} > 16.10 \text{ Ton BIEN}$$

5.2.2. DISEÑO DE LA PILA [8]

La pila se ubicará en la parte central del puente es decir a 42.50 m en la abscisa $0 + 402.50$, la estructura será aporticada de hormigón armado con columnas rectangulares , vigas de arriostramiento y viga cabezal en voladizo que quedará determinada por la distancia de las vigas exteriores.. Se utilizará $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

• GEOMETRÍA

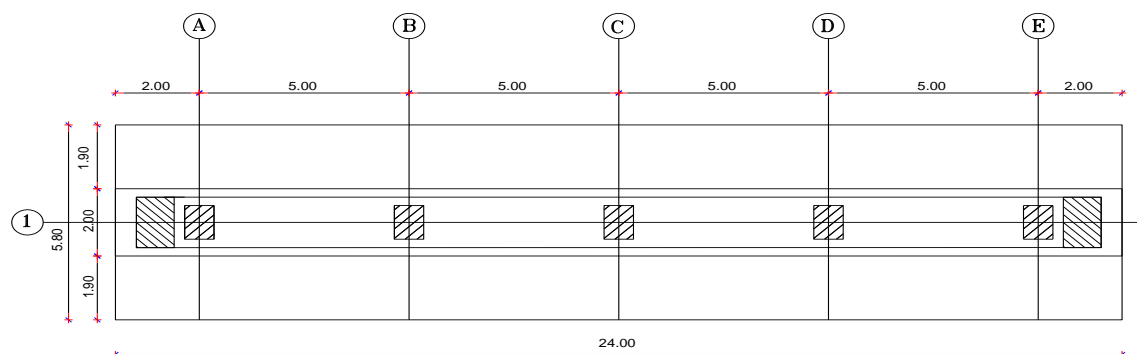


Figura 5. 64 Planta de la Pila

- **ELEVACIÓN FRONTAL**

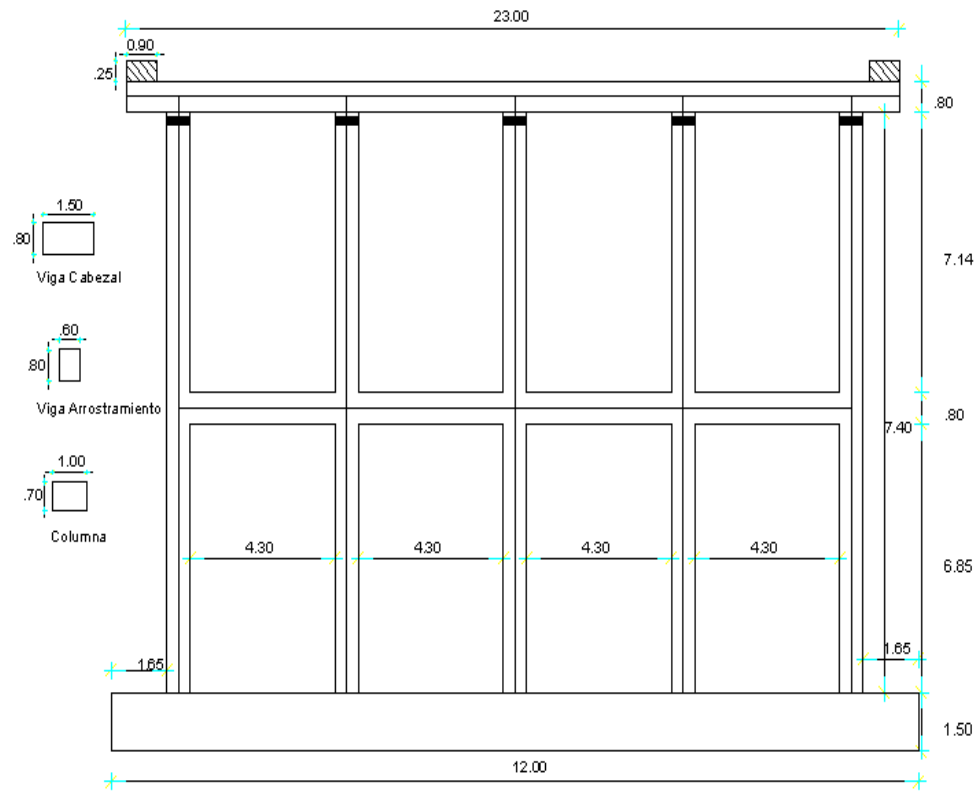


Figura 5. 65 Elevación de pila

- **ELEVACIÓN LATERAL**

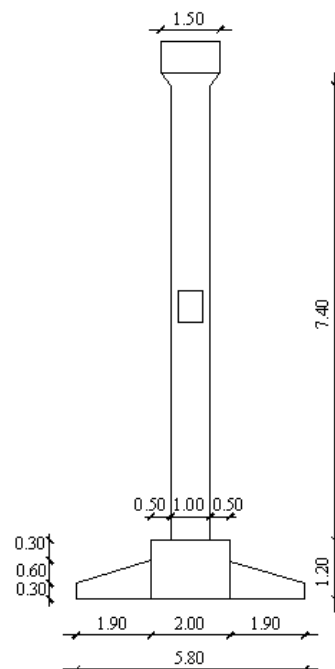


Figura 5. 66 Elevación lateral de la pila

CARGAS

- SUPERESTRUCTURA

a) CARGA MUERTA

La carga muerta se debe a la reacción que se transmite por parte de la superestructura hacia la pila.

$R_{cm1} = R_{cm2} = 67.71 \text{ Ton}$ Reacción de Cm tramo 42.5 m

b) CARGA VIVA

$L = \text{luz de cálculo} = 42.5 \text{ m}$

$W_{cv} = 0.96 \text{ Ton/m}$.

$P_c = 11.82 \text{ Ton}$

Vías = 6

R_{cv} = reacción por carga viva

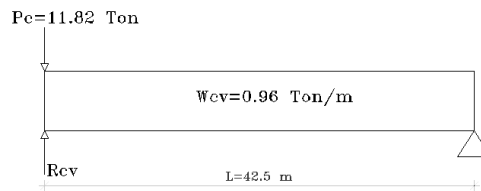


Figura 5. 67 Cargas aplicadas por Cm y Cv

$$R_{cv}/_{via} = \frac{W_{cv} * L}{2} + P_c$$

$$R_{cv}/_{via} = \frac{0.96 * 42.5}{2} + 11.82$$

$$R_{cv}/_{via} = 18 \text{ Ton}$$

$$R_{cv} = 18 * 6$$

$$R_{cv1} = R_{cv2} = 108 \text{ Ton}$$

CHEQUEO DE LA ESTABILIDAD DE LA PILA [8]

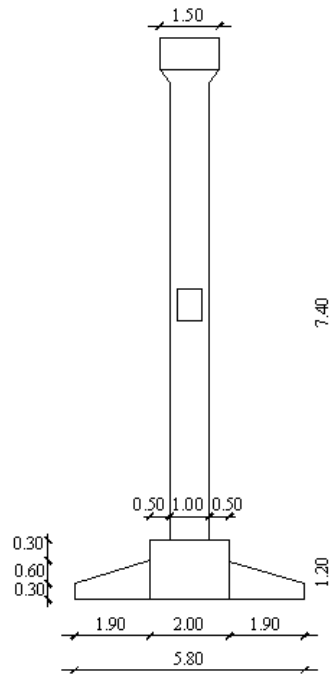


Figura 5. 68 Elevación lateral de la Pila

PESO PROPIO DE LA PILA

$$DC1 = 1.5 \times 0.8 \times 23 \times 2.4 = 66.24 \text{ Ton}$$

$$DC2 = 1.0 \times 0.7 \times 14.5 \times 2.4 \times 5 = 121.80 \text{ Ton}$$

$$DC3 = 2.0 \times 1.20 \times 24 \times 2.4 = 138.24 \text{ Ton}$$

$$DC4 = ((1.90 \times 0.60 \times 24) + (0.5 \times 0.6 \times 1.90 \times 24)) \times 2.4 = 76.61 \text{ Ton}$$

$$DC5 = ((1.90 \times 0.60 \times 24) + (0.5 \times 0.6 \times 1.90 \times 24)) \times 2.4 = 76.61 \text{ Ton}$$

$$DC6 = 0.40 \times 0.3 \times 4.3 \times 2.4 \times 4 = 19.81 \text{ Ton}$$

$$DC7 = 0.5 \times 0.3 \times 0.25 \times 20.7 \times 2.4 = 3.73 \text{ Ton}$$

$$DC8 = 0.5 \times 0.3 \times 0.25 \times 20.7 \times 2.4 = 3.73 \text{ Ton}$$

PESO PROPIO DEL RELLENO

$$EV1 = 1.90 \times 0.5 \times 24 \times 1.7 = 155.04 \text{ Ton}$$

$$EV2 = 1.90 \times 0.5 \times 24 \times 1.7 = 155.04 \text{ Ton}$$

PILA + SUPERESTRUCTURA

Carga	Peso	X	Mo	Σmo
	Ton	m	Ton-m	Ton-m
DC1	66,24	2,90	192,10	192,10
DC2	121,80	2,90	353,22	545,32
DC3	172,80	2,90	501,12	1046,44
DC4	76,61	0,79	60,65	1107,08
DC5	76,61	4,69	359,42	1466,50
DC6	19,81	2,90	57,46	1523,96
DC7	3,73	0,17	0,62	1524,59
DC8	3,73	4,07	15,15	1539,74
Rcm	135,42	2,90	392,72	1932,46
Rcv	216,00	2,90	626,40	2558,86
Ev1	155,04	0,95	147,29	2706,14
Ev2	155,04	4,85	751,94	3458,09
Σ	1202,82			3458,09

Cuadro 5. 21 Pesos y Momentos de la infraestructura

CALCULO DEL MOMENTO DEBIDO A LA ACCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA

$$EQ = W * A * S$$

Donde:

EQ = fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad de la sección, en la dirección que se produzca el efecto crítico.

A = coeficiente que depende de la región sísmica donde se ubica el proyecto y el tipo de estructura = 0.40 [10]

S = Factor numérico que depende del tipo de estructura que resiste el sismo = 1.00

W = reacción de la superestructura (Rcm)= 67.71 Ton

- Superestructura

$$Eq1 = Eq2 = 67.71 \times 0.4 \times 1.0 = 27.08 \text{ Ton}$$

$$h_i = 1.50 + 14.5 + 0.3 + 0.8 = 17.10 \text{ m}$$

$$Meq-s1 = 27.08 \times 17.10 = 463.14 \text{ Ton-m}$$

- Total superestructura

$$EQ-s = 27.08 + 27.08 = 54.17 \text{ Ton}$$

$$Meq-s = 463.14 + 463.14 = 926.27 \text{ Ton-m}$$

CARGAS TOTALES

$$P = \Sigma DC + R_{cm} = 541.32 + 135.42 = 676.74 \text{ Ton}$$

$$H = EQ = \text{Empuje de tierras y sismo} = 54.17 \text{ Ton}$$

$$\Sigma Mo = \Sigma MDC + Mo(cm) = 1932.46 \text{ Ton-m}$$

$$Mo = Meq-s = \text{Empuje de tierras y sismo} = 926.27 \text{ Ton-m}$$

FACTORES DE SEGURIDAD

- Deslizamiento

$$FSD = \frac{P \times 0.6}{H}$$

$$FSD = \frac{676.74 \times 0.6}{54.17}$$

$$FSD = 7.50 > 1.50 \text{ BIEN}$$

- Volcamiento

$$FSV = \frac{\Sigma Mo}{Mo}$$

$$FSV = \frac{1932.46}{926.27}$$

$$FSV = 2.10 > 1.5 \text{ BIEN}$$

Aplicando los Estados límites y combinaciones de cargas como en el caso de los estribos. Obtenemos los siguientes resultados [6].

Cargas verticales Fv

TIPO	DC									EV		LL	
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	DC6	DC7	DC8	Rcm	EV1	EV2	Rcv	
Fv (t/m)	66,24	121,8	172,80	76,61	76,61	19,81	3,726	3,726	135,42	155,04	155,04	36	Σ
Re. Ia	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	0	Fvu
	59,62	109,62	155,52	68,95	68,95	17,83	3,35	3,35	121,88	155,04	155,04	0,00	919,15
Re. Ib	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,75	
	82,8	152,3	216	95,76	95,76	24,77	4,658	4,658	169,28	209,3	209,3	63	1327,54
Re. IIIa	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	0	
	59,616	109,6	155,52	68,95	68,95	17,83	3,353	3,353	121,88	155,04	155,04	0	919,15
Re. IIIb	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	0	
	82,8	152,3	216	95,76	95,76	24,77	4,658	4,658	169,28	209,3	209,3	0	1264,54

MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS VERTICALES) M_v

TIPO	DC									EV		LL	
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	DC6	DC7	DC8	Rcm	EV1	EV2	Rcv	
M _v (t/m)	192,1	353,2	501,12	60,65	359,4	57,46	0,621	15,15	392,72	147,29	751,94	104,4	Σ
Re. Ia	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	1	1	0	M _v
	172,89	317,90	451,01	54,58	323,48	51,72	0,56	13,64	353,45	147,29	751,94	0,00	2638,44
Re. Ib	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	1,75	
	240,12	441,5	626,4	75,81	449,3	71,83	0,776	18,94	490,9	198,84	1015,1	182,7	3812,23
Re. IIIa	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9		1	1	0	
	172,89	317,9	451,01	54,58	323,5	51,72	0,559	13,64	0	147,29	751,94	0	2285,00
Re. IIIb	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,35	1,35	0	
	240,12	441,5	626,4	75,81	449,3	71,83	0,776	18,94	490,9	198,84	1015,1	0	3629,53

CARGAS HORIZONTALES H

TIPO	EQ	
CARGA	EQ	
Fh (t/m)	54,17	Σ
Resistencia Ia	1	Hu
	54,168	54,17
Resistencia Ib	1	
	54,168	54,17
Resistencia IIIa	1	
	54,168	54,17
Resistencia IIIb	1	
	54,168	54,17

Momento de vuelco (por cargas horizontales) Mhu

TIPO	EQ	
CARGA	EQ	
Mh (t/m)	926,27	Σ
Resistencia Ia	1	Mh
	926,273	926,273
Resistencia Ib	1	
	926,273	926,273
Resistencia IIIa	1	
	926,273	926,273
Resistencia IIIb	1	
	926,273	926,273

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS [6]

a) VUELCO.- Será estable al vuelco si cumple con la condición:

$$e < e_{\max}$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$ (m)	$e = \left(\frac{B}{2} - x_o\right)$	$e_{\max} = 3B/8$
Resis Ia	919,15	2638,44	926,27	1,86	1,04	2.18
Resist Ib	1327,54	3812,23	926,27	2,17	0,73	2.18
Resist III	919,15	2285,00	926,27	1,48	1,42	2.18
Resist IIIb	1264,54	3629,53	926,27	2,14	0,76	2.18

b) DESLIZAMIENTO EN LA BASE.- será estable si cumple con la siguiente condición:

$$F_f > H_u$$

Con:

$$\mu = \tan \delta = 0.45 \quad (\text{AASHTO} - \text{Tabla } 3.1.1.5.3-1)$$

$$\phi_T = 0.8 \quad (\text{AASHTO} - \text{Tabla } 10.5.5.2.2-1)$$

ESTADO	Fu (Ton/m)	RESISTENTE (kg / m) $F_f = \mu(\phi_T Vu)$	ACTUANTE (kg / m) H_u
Resistencia Ia	919,15	327,38	54,17 Si
Resistencia Ib	1327,54	472,85	54,17 Si
Resistencia III	919,15	327,38	54,17 Si
Resistencia IIIb	1264,54	450,41	54,17 Si

c) PRESIONES ACTUANTES EN LA BASE

Se debe optar por la combinación más adecuada.

L = longitud zapata = 24 m

B = base zapata = 5.8 m

q_a = capacidad portante del suelo = 25 T/m²

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton- m/m)	Mhu (Ton- m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$ (m)	$e = \left(\frac{B}{2} - x_o\right)$	$q_{1,2} = \frac{Vu}{B * L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L}\right)$	
						q1	q2
Resist Ia	919,15	2638,44	926,27	1,86	1,04	13,69	-0,48
Resist Ib	1327,54	3812,23	926,27	2,17	0,73	16,70	2,37
Resist IIIa	919,15	2285,00	926,27	1,48	1,42	16,31	-3,11
Resist IIIb	1264,54	3629,53	926,27	2,14	0,76	16,25	1,92

DISEÑO DE CIMENTACIÓN

• DISEÑO DEL DEDO [6]

Para el diseño de la cimentación optamos por la combinación de cargas Resistencia Ib que es la más crítica.

$$q_1 = 2.37 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 16.70 \text{ Ton/m}^2$$

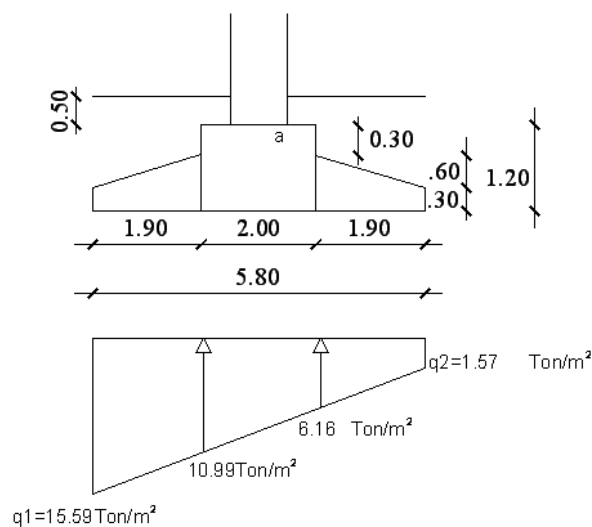


Figura 5. 69 Esfuerzos producidos por el suelo

El momento actuante será:

$$M_u = q_u * \frac{b^2}{2} * 1.00 \quad (\text{Ec 5.63})$$

Donde:

q_u = esfuerzo para el dedo = 6.16 Ton/m^2

b = longitud del dedo = 1.90

$$M_u = 6.16 * \frac{1.90^2}{2} * 1.00$$

$$M_u = 11.12 \text{ Ton} - m$$

Acero de refuerzo determinamos con:

$$A_s = \phi * b * d \quad (\text{Ec. 5.58})$$

$$\phi_{\min} = 0.002$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 90 - 10 = 80 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.002 * 100 * 90 = 18 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 25 \text{ mm} = 24.55 \text{ cm}^2$$

Luego

$$z = rec + \phi/2 = 10 + 2.5/2 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = h - z = 90 - 11.25 = 78.75 \text{ cm}$$

La separación del acero será:

$$S = 4.91/24.55 = 0.20 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec 5.2})$$

$$a = \frac{24.55 * 4200}{0.85 * 240 * 100}$$

$$a = 5.05 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_u = 24.55 * 0.9 * 4200 * \left(78.75 - \frac{5.05}{2}\right)$$

$$M_u = 70.73 \text{ Ton} - m$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/de \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 5.95 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.11})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 78.75 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.076$$

$$0.076 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de: $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{240} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 31.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 90^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 * f_r * S = 1.2 * 31.14 * 135000 = 50.44 \text{ Ton} - m$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 * 11.12 = 14.79 \text{ Ton-m}$$

El menor valor es 14.79 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 29.46 cm² resiste:

$$70.73 > 14.79 \text{ Correcto}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

Revisión al corte

Donde:

bv = ancho diseño de pantalla = 100 cm

de = 78.75 cm

h = 100.00 cm

dv = peralte de corte efectivo: $de - a/2 = 78.75 - 4.33/2 = 76.58 \text{ cm}$

Corte en la sección a:

Peso por metro (m)

DC5 = 2.74 Ton Peso del dedo

EV2 = 1.62 Ton Peso relleno

$\Sigma P = 4.35 \text{ Ton}$

$$Va = \left(\frac{q_2 + q_{ua}}{2} \right) * L - \Sigma P$$

Donde:

q_2 = Esfuerzo admisible del suelo = 1.57 Ton/m²

q_{ua} = Esfuerzo admisible del suelo en la sección a = 6.16 Ton/m²

L = longitud del dedo = 1.90 m

ΣP = Sumatoria de pesos = 4.35 Ton

$$Va = \left(\frac{1.57 + 6.16}{2} \right) * 1.90 - 4.35$$

$Va = 2.99 \text{ Ton}$

$V_u = \theta * Va$

Donde:

θ = factor de mayoración = 1.6

Va = cortante en la sección a = 2.99 Ton

$V_u = 1.6 * 2.99 = 4.79 \text{ Ton}$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte

θ = factor de resistencia para corte = 0.9

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad [kg]$$

$$V_c = 0.53\sqrt{240} * 100 * 76.58$$

$$V_c = 62584 \text{ Kg} = 62.58 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \theta V_c = 0.9 * 62.58 = 56.33 \text{ Ton}$$

$$56.33 > 6.66 \text{ Ton} \quad \text{Bien}$$

- **DISEÑO DEL TALÓN [6]**

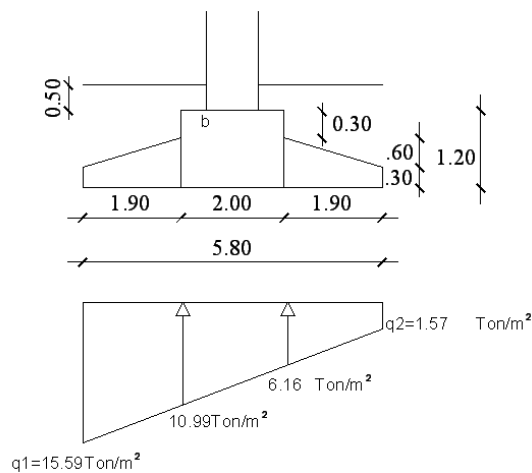


Figura 5. 70 Esfuerzos para el cálculo del dedo.

El momento actuante será:

$$M_u = q_u * \frac{b^2}{2} * 1.00 \quad (\text{Ec 5.63})$$

Donde:

q_u = esfuerzo para el talón = 10.99 Ton/m^2

b = longitud del talón = 1.90

$$Mu = 10.99 * \frac{1.90^2}{2} * 1.00$$

$$Mu = 19.85 \text{ Ton} - m$$

Acero de refuerzo determinamos con:

$$A_s = \phi * b * d \quad (\text{Ec. 5.58})$$

$$\phi_{\min} = 0.002$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 90 - 10 = 80 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 0.002 * 100 * 80 = 16 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 25 \text{ mm} = 24.55 \text{ cm}^2$$

Luego

$$z = rec + \phi/2 = 10 + 2.5/2 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = h - z = 90 - 11.25 = 78.75 \text{ cm}$$

La separación del acero será:

$$S = 4.91/24.55 = 0.20 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec5.2})$$

$$a = \frac{24.55 * 4200}{0.85 * 240 * 100}$$

$$a = 5.05 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_u = 24.55 * 0.9 * 4200 * \left(78.75 - \frac{5.05}{2}\right)$$

$$M_u = 70.73 \text{ Ton} - \text{m}$$

As máx.

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/de \leq 0.42$ (AASHTO LRFD Art. 5.7.3.3.1)

$$c = a/\beta_1 = 5.95 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 78.75 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.076$$

$$0.076 \leq 0.42 \text{ BIEN}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de: $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$ (AASHTO-LRFD Art. 5.7.3.3.2)

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{240} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 31.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 90^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 * f_r * S = 1.2 * 31.14 * 135000 = 50.44 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 * 19.85 = 26.40 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 28.82 Ton-m y la cantidad de acero calculada es 24.55 cm^2 resiste:

$$70.73 > 26.40 \text{ Correcto}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

Revisión al corte

Donde:

bv = ancho diseño de pantalla = 100 cm

de = 78.75 cm

h = 90.00 cm

dv = peralte de corte efectivo: $de - a/2 = 78.75 - 5.05/2 = 76.22$ cm

Corte en la sección b:

Peso por metro lineal (m)

DC5 = 2.73 Ton Peso del dedo

EV2 = 1.62 Ton Peso relleno

$\Sigma P = 4.35$ Ton

$$Vb = \left(\frac{q_1 + q_{ub}}{2} \right) * L - \Sigma P$$

Donde:

q_1 = Esfuerzo admisible del suelo = 15.59 Ton/m²

q_{ub} = Esfuerzo admisible del suelo en la sección b = 10.99 Ton/m²

L = longitud del talón = 1.90 m

ΣP = Sumatoria de pesos = 4.35 Ton

$$Vb = \left(\frac{10.99 + 15.59}{2} \right) * 1.90 - 4.35$$

$Vb = 20.91$ Ton

$V_u = \theta * V_a$

Donde:

θ = factor de mayoración = 1.6

V_b = cortante en la sección a = 20.91 Ton

$V_u = 1.6 * 20.91 = 33.45$ Ton

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c$$

Donde:

V_n = resistencia nominal al corte

θ = factor de resistencia para corte = 0.9

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad [\text{kg}]$$

$$V_c = 0.53\sqrt{240} * 100 * 76.58$$

$$V_c = 62584 \text{ Kg} = 62.58 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \theta V_c = 0.9 * 62.58 = 56.33 \text{ Ton}$$

$$56.33 > 33.45 \text{ Ton} \quad \text{Bien}$$

As temperatura [6]

Se colocara acero por temperatura por n contar con ningún acero perpendicular a la flexión.

$$A_{s_{temp}} = 0.0015 * A_g$$

Donde:

A_g = área del talón por metro

H = altura de talón = 90 cm

b = longitud por metro de diseño = 100 cm

recubrimiento = 10 cm

$$A_{s_{temp}} = 0.0015 * (100 * 90)$$

$$A_{s_{temp}} = 13.5 \text{ cm}^2$$

Se lo distribuye en dios capas por lo tanto: $A_{s_{temp}}/2$

$$A_{s_{temp}} = 13.5/2 = 6.75 \text{ cm}^2/\text{capa}$$

Utilizando un Φ 18 mm la separación será:

$$S = 2.54/7.5 = 0.33 \text{ m} \cong 0.30 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 18 mm @ 0,30 m

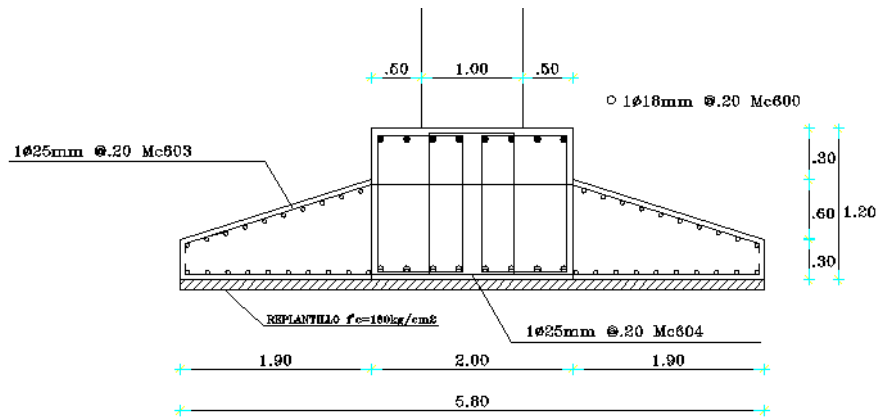


Figura 5. 71 Armado de la cimentación de la Pila

ANÁLISIS DEL PÓRTICO DE LA PILA [8].

El diseño y análisis estructural del pórtico lo realizamos con el programa Sap 2000

- GEOMETRÍA Y CARGAS

VIGA CABEZAL:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$H = 0.80 \text{ m}$$

$$A = 1.50 \times 0.8 = 1.20 \text{ m}^2$$

VIGA DE ARROSTRAMIENTO

$$B = 0.60 \text{ m}$$

$$H = 0.80 \text{ m}$$

$$A = 0.48 \text{ m}^2$$

COLUMNA

$$H = 0.70 \text{ m}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$A = 0.70 \text{ m}^2$$

Lt = longitud total de la viga = 23 m

Pcm1 = Pcm2 = reacción de cm por viga = 67.71 Ton

EQ = 54.17 Ton

DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN [16]

Datos:

$L_v =$	24 m	Longitud total viga de cimentación
$A_z =$	5,80 m	Ancho de zapata
$L_{v1}=L_{v2} =$	2 m	Longitud de voladizo
$S_c =$	5 m	Separación entre ejes de columna
$P_z =$	326,02 Ton	Peso total de la cimentación
$P_r =$	310,08 Ton	Peso total del relleno sobre la cimentación
$P_z + P_r =$	636,10 Ton	Peso total cimentación + relleno
$f'_c =$	240 kg/cm ²	
$f_y =$	4200 kg/cm ²	
$q_a =$	25 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo

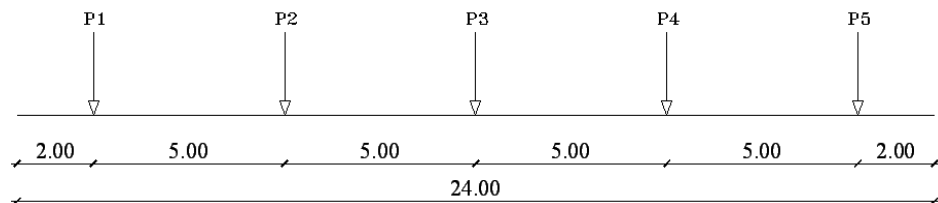


Figura 5. 72 Cargas aplicadas en la viga de cimentación

Datos otorgados por el Sap 2000 debido a la carga muerta, carga viva y peso propio de la estructura.

$$P1 = 185.92 \text{ Ton}$$

$$P2 = 235.74 \text{ Ton}$$

$$P3 = 239.13 \text{ Ton}$$

$$P4 = 236.77 \text{ Ton}$$

$$P5 = 179.99 \text{ Ton}$$

$$M1 = 1.01 \text{ Ton-m}$$

$$M2 = 0.59 \text{ Ton-m}$$

$$M3 = 0.01 \text{ Ton-m}$$

$$M4 = 0.70 \text{ Ton-m}$$

$$M5 = 1.18 \text{ Ton-m}$$

Calculo de la distancia X a la cual se aplica la resultante.

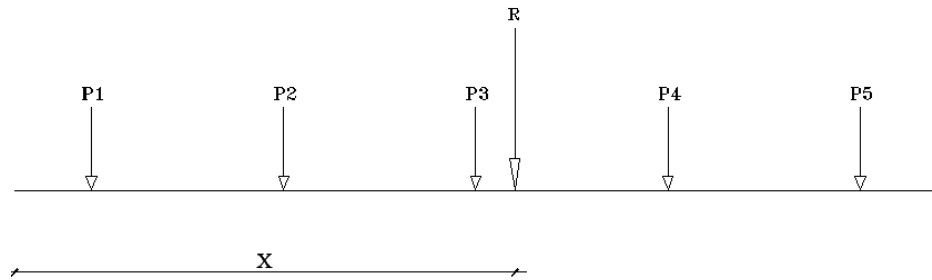


Figura 5. 73 Distancia a la cual se aplica la resultante R

$$\Sigma P_i = R = P1 + P2 + P3 + P4 + P5$$

$$\Sigma P_i = 185.92 + 235.74 + 239.13 + 236.77 + 179.99 = 1077.55 \text{ Ton}$$

$$\Sigma M_o = 0$$

$$R \cdot X = P2 \cdot 5 + P3 \cdot 10 + P4 \cdot 15 + P5 \cdot 20$$

$$1077.55 \cdot X = (235.74 \cdot 5) + (239.13 \cdot 10) + (236.77 \cdot 15) + (179.99 \cdot 20)$$

$$X = 10721.35 / 1077.55$$

$$X = 9.95 \text{ m}$$

$$X1 = X + 2 = 9.95 + 2 = 11.95 \text{ m}$$

$$L/2 = 24/2 = 12 \text{ m}$$

$$e = L/2 - X1$$

$$e = 12 - 11.95 = 0.05 \text{ m}$$

Calculo de ancho de viga

$$q = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{P}{BL} \left(\frac{L + 6 \cdot e}{L} \right)$$

$$B = \frac{1077.55 * 1.2}{24 * 25} \left(\frac{24 + 6 * 0.05}{24} \right)$$

$$B = 2.18 \text{ m} \approx 2.20 \text{ m}$$

Para el chequeo de la estabilidad de la estructura por deslizamiento y volcamiento se tiene un ancho de zapata de $B = 5.80 \text{ m}$, por lo que se adopta un ancho de viga de $b = 2.00 \text{ m}$

Peso propio de viga + relleno

$$P_{p \text{ v+r}} = L * H * b * 2.05 ; \text{ donde}$$

$$L = \text{longitud de viga} = 24 \text{ m}$$

$$H = \text{altura de relleno} = 2.00 \text{ m}$$

$$b = \text{ancho de viga} = 2.00 \text{ m}$$

$$P_{p \text{ v+r}} = 24.00 * 2.00 * 2.00 * 2.05 = 196.80 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Peso asumido} = 0.20 * \Sigma P = 0.20 * 1077.55 = 215.51 \text{ Ton/m}$$

Determinación de presiones producidas en la viga.

$$q_{1,2} = \frac{P}{BL} \left(\frac{L + 6 * e}{L} \right)$$

$$q_{1,2} = \frac{1077.55}{2.00 * 24} \left(\frac{24 \pm 6 * 0.05}{24} \right)$$

$$q_1 = 22.71 \text{ Ton/m}^2 < 25 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{BIEN}$$

$$q_2 = 22.19 \text{ Ton/m}^2 < 25 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{BIEN}$$

Presiones Netas

$$q_1 = 22.71 * 2.00 = 45.43 \text{ Ton/m}$$

$$q_2 = 22.19 * 2.00 = 44.38 \text{ Ton/m}$$

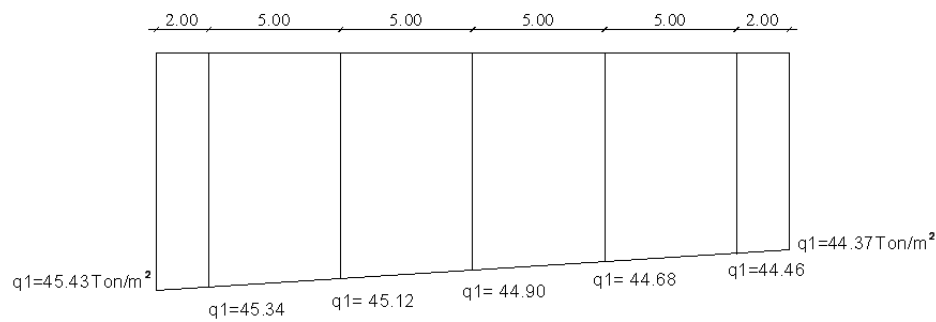


Figura 5. 74 Presiones Netas del suelo

Determinación de Corte y Momento

$$q = q_1 - \left(\frac{q_1 - q_2}{L} \right) X$$

$$q = 45.43 - \frac{45.43 - 44.38}{24} X$$

$$q = 45.43 - 0.04X$$

$$V = \int q dx = 45.43X - \frac{0.04}{2} X^2$$

$$V = 45.43X - 0.02X^2 + C$$

$$V_1 = 0 ; 45.43X - 0.02X^2 - 185.92$$

$$X = 4.10 \text{ m}$$

$$V_2 = 0 ; 45.43X - 0.02X^2 - (185.92 + 235.74)$$

$$X = 9.32 \text{ m}$$

$$V_3 = 0 ; 45.43X - 0.02X^2 - (185.92 + 235.74 + 239.13)$$

$$X = 14.65 \text{ m}$$

$$V_4 = 0 ; 45.43X - 0.02X^2 - (185.92 + 235.74 + 239.13 + 236.77)$$

$$X = 19.95 \text{ m}$$

$$V_5 = 0 ; 45.43X - 0.02X^2 - (185.92 + 235.74 + 239.13 + 236.77 + 179.99)$$

$$X = 24.00 \text{ m}$$

	Ton (+)	Ton (-)
Para x = 0 ; V =	0	
Para x = 2 ; V =	90,76	-95,16
Para x = 7 ; V =	130,98	-104,76
Para x = 12 ; V =	120,28	-118,85
Para x = 17 ; V =	105,09	-131,68
Para x = 22 ; V =	91,16	-88,83
Para x = 24 ; V =	0,00	

Momentos:

$$M = \int V dx = \frac{45.43}{2} X^2 - \frac{0.04}{6} X^3$$

$$M = 22.71X^2 - 0.007X^3 + C$$

	Ton-m
Para x = 0 ; M=	0
Para x = 2 ; M=	90,76
Para x = 4,10 ; M=	-9,16
Para x = 7 ; M=	180,76
Para x = 9,32 ; M=	59,24
Para x = 12 ; M=	220,42
Para x = 14,65 ; M=	62,94
Para x = 17 ; M=	186,42
Para x = 19,95 ; M=	-7,81
Para x = 22 ; M=	85,63
Para x = 24 ; M=	0

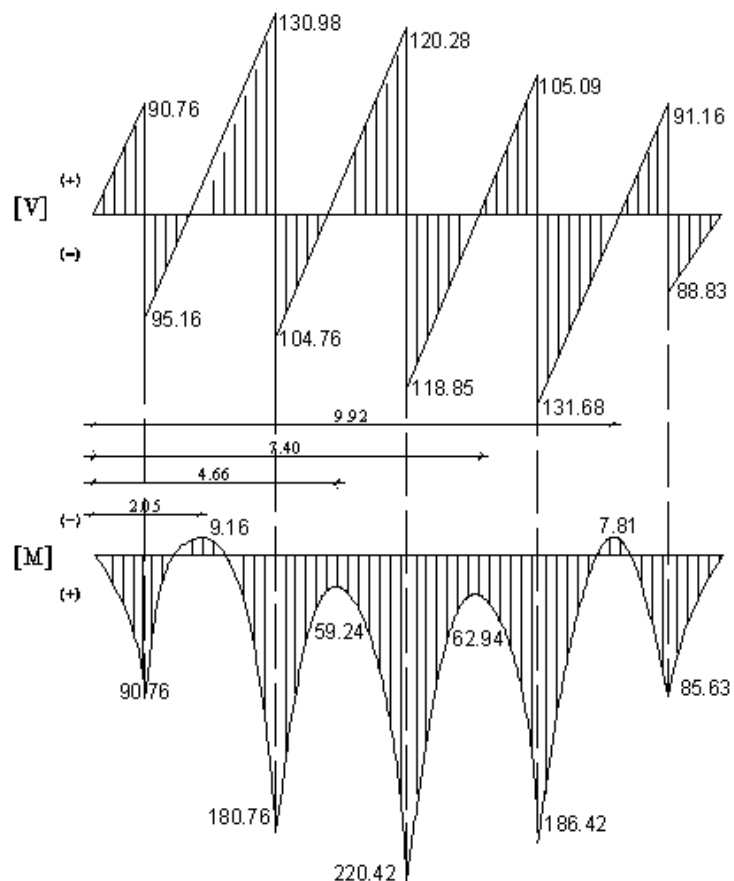


Figura 5. 75 Diagrama de Cortante y Momento

Diseño [16]

$M_{\text{máx}} = (+) 220.42 \text{ Ton-m}$

$M_{\text{diseño}} = 1.60 M_{\text{máx}} = 1.60 \cdot 220.42 = 352.67 \text{ Ton-m}$

En nuestro utilizamos:

$\rho = 0.005$ (bajo)

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{f_y} ; \omega = \frac{\rho * f_y}{f'c} = \frac{0.005 * 4200}{240} = 0.0875$$

De tablas $K = 0.0825$

VIGA RECTANGULAR

$b_{\text{sumido}} = b_{\text{NECESARIO}} = 2.00 \text{ m}$

$b_{\text{CALCULO}} = b_{\text{NECESARIO}} - \text{recubrimiento}$

$$rec = 0.075 * 2 = 0.15 \text{ m}$$

$$b_{\text{CALCULO}} = 2.00 - 0.15 = 1.85 \text{ m}$$

Cálculo de la altura de viga

$$k = \frac{Mu}{\theta * f'c * b * d^2} \quad ; \quad d = \sqrt{\frac{Mu}{\theta * f'c * b * k}}$$

Donde:

$$\theta = 0.9$$

$$b = 1.85 \text{ m}$$

$$k = 0.0825$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{352.67}{0.9 * 0.24 * 1.85 * 0.0717}}$$

$$d = 103.43 \text{ cm}$$

Adoptamos $d = 110.00 \text{ m}$

$$k = \frac{Mu}{\theta * f'c * \square * d^2}$$

$$k = \frac{352.67}{0.9 * 0.24 * 1.85 * 110^2}$$

$$k = 0.073$$

$$w = 0.076$$

$$\rho = \frac{\omega * f'c}{fy} = \frac{0.076 * 240}{4200} = 0.004$$

Calculo del acero As

$$As = \rho * b * d = 0.004 * 185 * 110 = 88.38 \text{ cm}^2$$

Utilizamos 1 Ø 28 mm:

$$\text{SUPERIOR} = 8 \text{ Ø } 28 \text{ mm} = 49.26 \text{ cm}^2 @ 0.20$$

$$\text{INFERIOR} = 8 \text{ Ø } 28 \text{ mm} = 49.26 \text{ cm}^2 @ 0.20$$

$$A_s \text{ total} = 49.26 + 49.26 = 98.51 \text{ cm}^2$$

La altura total de la viga será asumiendo 10 cm por recubrimiento en la parte superior e inferior:

$$t = 110 + 10 \text{ (asumido)} = 120 \text{ m}$$

POR LO TANTO USAR 1 Ø 28 mm @ 0.20 m

CHEQUEO AL CORTE

$$V_{m\grave{a}x} = 130.98 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_{m\grave{a}x} = 1.6 * 130.98 = 209.57 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$H = 120 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 120 - 10 = 110 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{209.57 * 10^3}{0.85 * 200 * 110}$$

$$v_u = 11.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c > v_u \text{ No requiere armadura por corte}$$

$$v_u > v_c$$

$$11.21 > 8.21 \text{ kg/cm}^2 \text{ Requiere armadura por corte}$$

Asumimos el A_s y calculamos el espaciamiento.

Adoptamos 2 Estribos de $\phi = 12 \text{ mm}$ por dos ramales = 4 varillas de 12 mm

$$2 \text{ Estribos } \phi 12 \text{ mm} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será:

$$S = \frac{A_v * f_y}{v_s * H}$$

Donde:

$A_v = \text{área de varilla} = 2.26 \text{ cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$v_s = v_u - v_c = 11.21 - 8.21 = 3.00 \text{ kg/cm}^2$

$h = \text{altura de viga} = 120 \text{ cm}$

$$S = \frac{2.26 * 4200}{3.00 * 120} = 26.37 \text{ cm adopto } 30 \text{ cm}$$

POR LO TANTO USAMOS 2 ESTRIBOS DE 12 mm @ 30 cm

DISEÑO DEL PÓRTICO [8]

- COLUMNA

Las cargas de la superestructura se distribuyen proporcionalmente por el número de columnas.

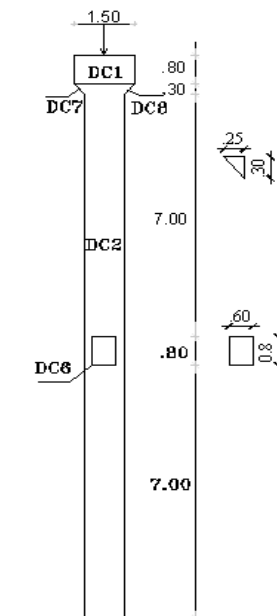


Figura 5. 76 Columna del pórtico

Carga	Peso	X	Mo	□mo
	Ton	M	Ton-m	Ton-m
DC1	66,24	0,75	49,68	49,68
DC2	124,32	0,75	93,24	142,92
DC6	9,216	0,75	6,912	149,832
DC7	3,73	0,17	0,621	150,453
DC8	3,73	1,38	5,1543	155,6073
Rcm	135,42	0,75	101,565	251,397
Rcv	216	0,75	162	413,397
Σ	558,648			1313,2863

Cuadro 5. 22 Pila + Superestructura

Sismo [8]

El sismo lo consideramos desde el nivel de empotramiento en la base de la columna.

$$EQ = W * A * S$$

- Superestructura

$$Eq1 = Eq2 = 135.42 \times 0.4 \times 1.0 = 54.17 \text{ Ton}$$

$$hi = 7.00 + 0.80 + 7.00 + 0.3 + 0.8 = 15.90 \text{ m}$$

$$Meq-s1 = 54.17 \times 15.90 = 861.30 \text{ Ton-m}$$

- Total superestructura

$$EQ-s = 54.17 + 54.17 = 108.34 \text{ Ton}$$

$$Meq-s = 861.27 + 861.27 = 1722.54 \text{ Ton-m}$$

Carga	Peso	Y	M =P*Y
	Ton	m	Ton-m
DC1	66,24	15,5	1026,72
DC2	124,32	7,4	919,968
DC6	9,216	7,4	68,1984
DC7	3,73	14,9	55,5174
DC8	3,73	14,9	55,5174
Σ	207,23		2125,9212

Cuadro 5. 23 Infraestructura desde el nivel de empotramiento

$$EQ_i = \Sigma P * S * kh$$

$Kh = A/2 = \text{Aceleración horizontal Art. 7.4.3 para suelo y estribo} = 0.4/2 = 0.2$

$$EQ_i = 207.23 * 1.00 * 0.2 = 41.45 \text{ Ton}$$

$$hi = 2125.92/207.23 = 10.26 \text{ m}$$

$$Meq_i = 41.45 * 10.26 = 425.18 \text{ Ton-m}$$

Total Superestructura + Infraestructura

$$EQ = 108.34 + 41.45 = 149.79 \text{ Ton}$$

$$Meq = 1722.54 + 425.18 = 2147.72 \text{ Ton-m}$$

Diseño de columna.- El diseño lo realizamos por flexión y comprobaremos su trabajo como columna.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 70 - 10 = 60 \text{ cm}$$

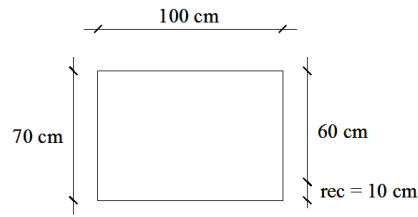


Figura 5. 77 Dimensiones de columna

$$A = \text{área de columna} = 100 \times 70 = 7000 \text{ cm}^2$$

$$CG = \text{centro de gravedad} = h/2 = 70/2 = 35 \text{ cm}$$

Del análisis del pórtico con Sap2000 se obtienen los siguientes resultados.

- Flexocompresión [8]

$$P_u = 136.05 \text{ Ton}$$

$$M = 156.81 \text{ Ton-m}$$

$$V = 16.59 \text{ Ton}$$

$$e = P_u/M = 136.05/156.81 = 0.87 \text{ m}$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d = \frac{14}{4200} * 100 * 60 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usamos } 6 \text{ } \varnothing 28 \text{ mm} = 36.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{calculado} = \rho * b * h$$

$$\rho_{adoptado} = 1 \%$$

$$A_{calculado} = *0.01*100*70 = 70 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptado} 14 \text{ } \varnothing 28 \text{ mm} = 86.20 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto aceptamos el armado se usa: 14 \varnothing 28 mm por flexocompresión

CORTE

$$V_{m\grave{a}x} = 149.78 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_{m\grave{a}x} = 1.6 * 149.78 = 239.65 \text{ Ton}$$

$$V_u/col = 239.65/5 = 47.93 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\varnothing * b * d}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$H = 70 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 700 - 10 = 60 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{47.93 * 10^3}{0.85 * 100 * 70}$$

$$v_u = 9.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c > v_u \text{ No requiere armadura por corte}$$

$$v_u > v_c$$

$$9.40 > 8.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ Requiere armadura por corte}$$

Asumimos el As y calculamos el espaciamiento.

Adoptamos 2 Estribos de $\phi = 12 \text{ mm}$ por dos ramales = 4 varillas de 12 mm

$$2 \text{ Estribos } \phi 12 \text{ mm} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será:

$$S = \frac{A_v * f_y}{v_u * H}$$

Donde:

$$A_v = \text{área de varilla} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_s = 9.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \text{altura de viga} = 70 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2.26 * 4200}{9.40 * 70}$$

$$S = 14.43 \text{ cm, adopto } 15 \text{ cm}$$

POR LO TANTO USAMOS 2 ESTRIBOS DE 12 mm @ 15 cm

VIGA CABEZAL [8]

Las cargas son axiales a las columnas. En el sentido longitudinal (perpendicular al puente) tiene efectos sísmicos.

Del análisis del pórtico con Sap2000 se obtiene los resultados por flexión.

$$M_u (-) = 112.46 \text{ Ton-m}$$

$$M_u (+) = 56.39 \text{ Ton-m}$$

Armadura

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 80 - 10 = 70 \text{ cm}$$

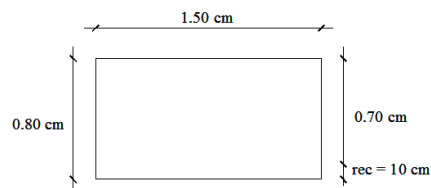


Figura 5. 78 Dimensiones Viga Cabezal

$$A_s = \rho * b * h$$

$$A_{scal} = 0.002 * 150 * 70 = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{21 * 4200}{0.85 \times 280 \times 150}$$

$$a = 2.47 \text{ cm}$$

Luego

$$As(-) = \frac{112.46}{0.9 \times 4200 \times (70 - \frac{2.47}{2})}$$

$$As(-) = 43.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \nabla \emptyset 28 \text{ mm} = 44.10 \text{ cm}^2$$

$$As(+) = \frac{56.39}{0.9 \times 4200 \times (70 - \frac{2.47}{2})}$$

$$As(+) = 21.70 \text{ cm}^2 \longrightarrow \nabla \emptyset 22 \text{ mm} = 37.16 \text{ cm}^2$$

Corte

$$Vm_{\max} = 49.86 \text{ Ton}$$

$$Vu = Vm_{\max} = 1.6 \times 49.86 = 79.77 \text{ Ton}$$

$$vu = \frac{Vu}{\emptyset * b * d}$$

Donde:

$$\emptyset = 0.85$$

$$b = 150 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 80 - 10 = 70 \text{ cm}$$

$$vu = \frac{79.77 * 10^3}{0.85 * 150 * 70}$$

$$vu = 8.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc = 0.53 * \sqrt{f'c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$vc > vu \text{ No requiere armadura por corte}$$

$$vu > vc$$

$$8.94 > 8.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ Requiere armadura por corte}$$

Asumimos el As y calculamos el espaciamiento.

Adoptamos 2 Estribos de $\varnothing = 12$ mm por dos ramales = 4 varillas de 12 mm

$$2 \text{ Estribos } \varnothing 12 \text{ mm} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será:

$$S = \frac{A_v * f_y}{v_u * H}$$

Donde:

$$A_v = \text{área de varilla} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 8.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \text{altura de viga} = 70 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2.26 * 4200}{8.94 * 70}$$

$$S = 15.20 \text{ cm, adopto } 15 \text{ cm}$$

POR LO TANTO USAMOS 2 ESTRIBOS DE 12 mm @ 15 cm

VIGA ARRIOSTRAMIENTO [8]

Las cargas son axiales a las columnas. En el sentido longitudinal (perpendicular al puente) tiene efectos sísmicos.

Del análisis del pórtico con Sap2000 se obtiene los resultados por flexión.

$$M_u (-) = 28.46 \text{ Ton-m}$$

$$M_u (+) = 33.44 \text{ Ton-m}$$

Armadura

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

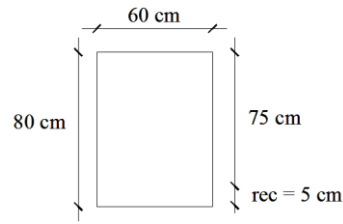


Figura 5. 79 Dimensiones Viga Arriostramiento

$$A_s = \rho * b * h$$

$$A_{scal} = 0.002 * 60 * 75 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b}$$

$$a = \frac{9 * 4200}{0.85 * 280 * 60}$$

$$a = 2.64 \text{ cm}$$

Luego:

$$A_s(-) = \frac{28.46}{0.9 * 4200 * (75 - \frac{2.65}{2})}$$

$$A_s(-) = 10.22 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+) = \frac{33.44}{0.9 * 4200 * (75 - \frac{2.47}{2})}$$

$$A_s(+) = 12.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \text{ } \varnothing 18 \text{ mm} = 15.24 \text{ cm}^2$$

Corte

$$V_{m\grave{a}x} = 20.73 \text{ Ton}$$

$$V_u = V_{m\grave{a}x} = 1.6 * 20.73 = 33.25 \text{ Ton}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{33.25 * 10^3}{0.85 * 60 * 75}$$

$$v_u = 8.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$v_c > v_u$ No requiere armadura por corte (usamos A_v mínima)

Adoptamos 2 Estribos de $\varnothing = 12 \text{ mm}$ por dos ramales = 4 varillas de 12 mm

$$2 \text{ Estribos } \varnothing 12 \text{ mm} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento será:

$$S = \frac{A_v * f_y}{v_u * H}$$

Donde:

$$A_v = \text{área de varilla} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = 8.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \text{altura de viga} = 75 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2.26 * 4200}{8.69 * 75}$$

$$S = 14.56 \text{ cm} , \text{ adopto } 15 \text{ cm}$$

POR LO TANTO USAMOS 2 ESTRIBOS DE 12 mm @ 15 cm

6. DISEÑO DE LA ALTERNATIVA 2

PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE ACERO DE SECCIÓN CONSTANTE SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.

6.1. PREDISEÑO DE ELEMENTOS

Para esta alternativa se ha considerado diseñar, tanto parapeto como tablero de hormigón armado, con las mismas características y dimensiones de la alternativa 1 (CAP. 5).

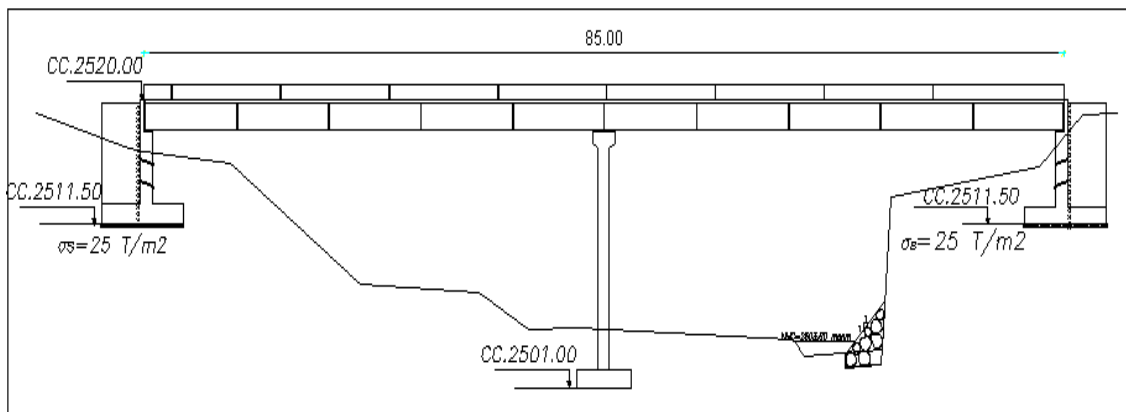


Figura 6. 1: Elevación del puente

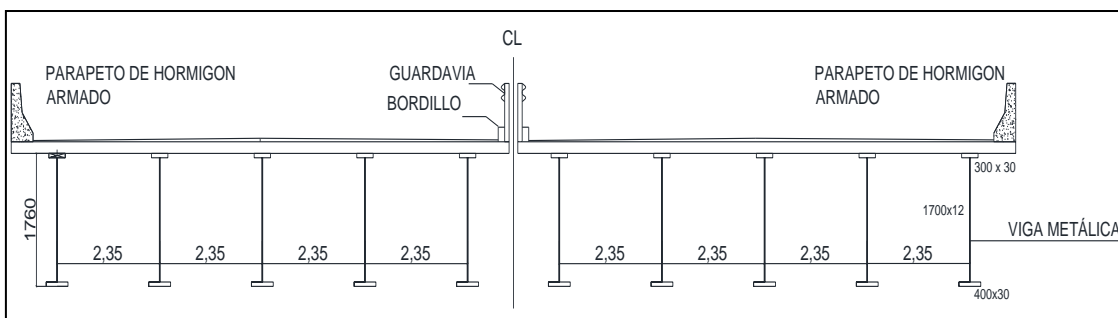


Figura 6. 2: Sección transversal del puente

SUPERESTRUCTURA:

La superestructura está compuesta por tablero de hormigón armado con un ancho total $B = 23$ m, consta de una separación de 20 cm en la parte central teniendo dos tableros gemelos, la longitud de los tableros será 85 m de largo por 11.40 m de ancho.

Cada tablero será soportado por 5 vigas metálicas de Acero Estructural M 270M; Grado 345 (A 709M; Grado 345) (AASHTO LRFD), (A 588; AASHTO Standard).

Se selecciona como protección vehicular un parapeto macizo de hormigón armado con sección transversal variable y capacidad de resistencia adecuada para las carreteras de alta velocidad y tráfico mixto con vehículos pesados tal como se especifica en el capítulo 5.

INFRAESTRUCTURA:

La infraestructura consta de 2 estribos de pantalla maciza de 8.50 m de altura y una pila central de 17.10 m

6.2. CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

El diseño de secciones compuestas asume que el acero y el concreto trabajan juntos en las resistencias de las cargas. Esto resulta en diseños más económicos, debido a que la cantidad de acero puede ser reducida.

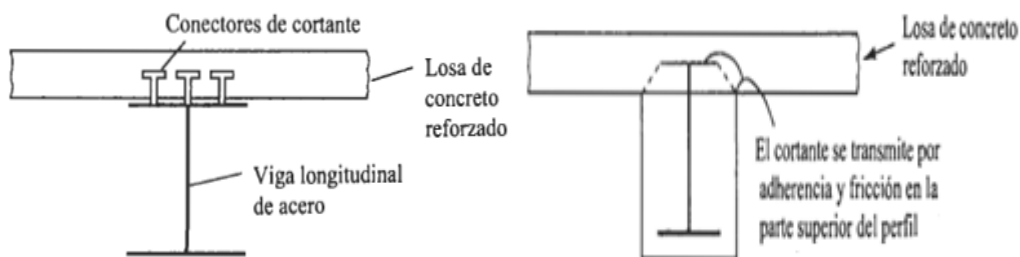


Figura 6. 3: Secciones compuestas [17]

Las secciones compuestas tienen mayor rigidez y menores deflexiones que los elementos separados.

6.2.1. PROTECCIONES LATERALES

Los requisitos de resistencia dependen del volumen de camiones y la velocidad del tráfico previsto. Las fuerzas de diseño y su ubicación en relación con la losa de puente están dadas en seis niveles como se especifica en el capítulo 3 (Cap. 3.1.6).

La protección vehicular para este diseño se ha considerado de las mismas dimensiones y características para la alternativa 1 (cap. 5), es decir parapeto de hormigón Armado tipo New Jersey (externa) y valla vehicular tipo W (interna).

6.2.2. DISEÑO DEL TABLERO

Se diseña un tablero de hormigón armado con armadura principal perpendicular al tráfico de las mismas dimensiones y características para la alternativa 1 (Cap. 5). Para el cual se ha utilizado los siguientes datos de diseño:

- Luz (L) = 85.00 m
- Ancho de calzada (entre bordillos) = 10.65 m
- Numero de vigas = 10
- Distancia entre ejes de viga (S) = 2.35 m
- Capa de rodadura (e) = 5 cm
- Carga vehicular = HL – 93
- $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Junta de 20 cm (dos tableros de ancho 11.40 m.)
-

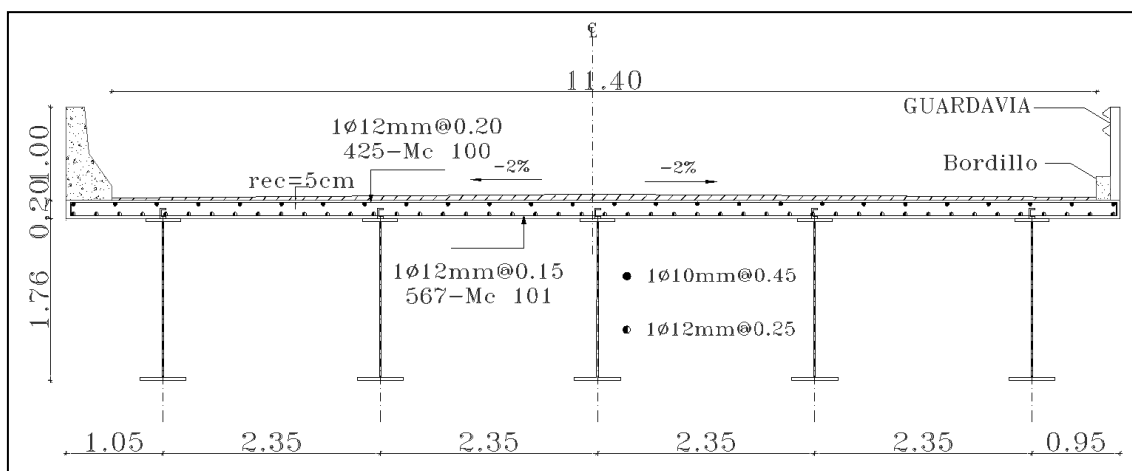


Figura 6. 4: Armado transversal de Losa soportado con vigas de acero

DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO

Para el diseño de la losa en voladizo se lo realiza chequeando la carga que produce la barrera vehicular en el volado, con estados de carga Resistencia y Evento extremo (Cap. 3 Tabla 3.5; 3.6). (Cap. 5)

6.2.3. ELEMENTOS PRINCIPALES

DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS PARA PUENTE DE SECCIÓN COMPUESTA.

Se diseña un puente de 85 m de luz, con vigas de acero de sección constante y tablero de hormigón armado, tendrá un apoyo intermedio en el centro de la luz, de modo que las vigas se diseñaran para una longitud de 42,5 m de largo cada una.

Dimensiones de la viga adoptada:

Se adoptan las siguientes dimensiones de la viga:

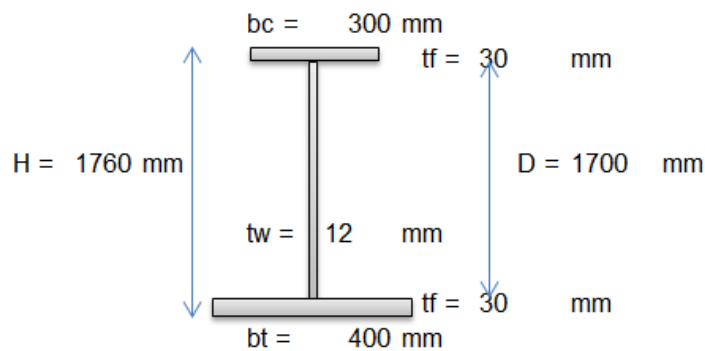


Figura 6. 5: Dimensiones adoptadas de la viga metálica

$$A_t = 30\text{cm} * 3\text{cm} + 170\text{cm} * 1,2\text{cm} + 40\text{cm} * 3\text{cm}$$

$$A_t = 414 \text{ cm}^2$$

DATOS:

Número de claros =	2	claros
Longitud del claro =	42.5	m
Número de vigas =	5	
Espaciamiento entre vigas (s) =	2.35	m
Área del parapeto =	0.32	m ²
Ancho del puente =	11.4	m

Ancho de calzada =	10.65	m
Resistencia $f'c$ =	28	MPa
Altura total de la losa (h_{losa}) =	0.2	m
Peso Específico del acero =	7.85	T/m ³
Peso Específico del concreto =	2.4	T/m ³
Peso Específico del asfalto =	2.2	T/m ³
Espesor de la capa de asfalto =	0.05	m

Relación modular (n):

Para concretos de densidad normal, la relación modular puede ser tomada como:

$$16 \leq f'c < 20 \quad n = 10$$

$$20 \leq f'c < 25 \quad n = 9$$

$$25 \leq f'c < 32 \quad n = 8$$

$$32 \leq f'c < 41 \quad n = 7$$

$$41 \leq f'c \quad n = 6$$

Donde:

$$n = \frac{E_{acero}}{E_{hormigon}} \quad (Ec. 3.49)$$

$f'c$ = Esfuerzo de compresión del hormigón a los 28 días.

E_{acero} = Módulo de elasticidad del acero

$E_{hormigon}$ = Módulo de elasticidad del hormigón

$$E_{hormigon} = 0.043 (Wc)^{1.5} \times (f'c)^{0.5} \quad (Ec. 6.1)$$

$$E_{hormigon} = 26752.5 \text{ MPa}$$

$$E_{acero} = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = 8$$

ANÁLISIS DE CARGAS:

Para el diseño de las vigas se determina las cargas permanentes que actúan sobre ella, los cuales se distribuyen de la siguiente manera:

- **DI.-** Representando el peso de la viga sola + losa,

- **D2.-** Representando la carga muerta debido a la superficie de asfalto + la carga muerta debido a la barrera.

CARGA MUERTA:

D1:

$$\text{losa : } 0,20 \times 1,00 \times 2,35 \times 2,40 = 1.128 \quad \text{T/m}$$

$$\text{viga: } 0,30 \times 1,00 \times 0,03 \times 7,85 = 0.07065 \quad \text{T/m}$$

$$1,70 \times 1,00 \times 0,012 \times 7,85 = 0.16014 \quad \text{T/m}$$

$$0,40 \times 1,00 \times 0,03 \times 7,85 = 0.0942 \quad \text{T/m}$$

$$w_{D1} = \text{peso de losa} + \text{peso de viga} = \mathbf{1.45299} \quad \text{T/m}$$

Carga de acabados:

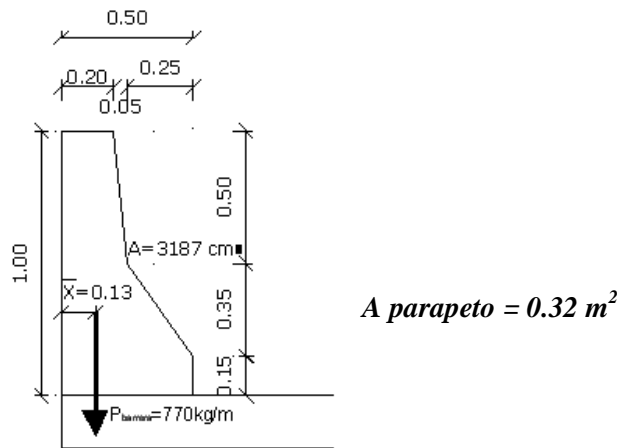


Figura 6. 6: Detalle de parapeto solido

D2:

$$\text{Parapeto: } 0.32 \times 1.00 \times 2.40 \times 2 = 1.536 \quad \text{T/m}$$

$$\text{Capa de rodadura: } 10.65 \times 0.05 \times 1.00 \times 2.2 = 1.1715 \quad \text{T/m}$$

$$w_{D2} = \mathbf{2.7075} \quad \text{T/m}$$

$$\text{Peso transmitido a cada viga} = 2,7075 / 5 = 0.5415 \quad \text{T/m}$$

$$\text{Peso de acabados} = \mathbf{0.5415 \text{ T/m}}$$

• ANÁLISIS DE PUENTE VACÍO

- ANÁLISIS DE LA VIGA SOLA:

PRIMERA ETAPA: Construcción del tablero de hormigón armado

En esta etapa intervienen como carga, el peso propio de la viga mas el peso propio del tablero incluyendo el peso del personal que trabaja (mano de obra). La sección resistente es la sección de la viga de acero.

$$\text{Peso total} = W = pp_{\text{viga}} + p_{\text{tablero}} = 1.45299 \text{ T/m}$$

Momento por carga muerta:

$$M_{\text{máx CL}} = M_{\text{cm}} = \frac{WL^2}{8} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

L = luz de cálculo

$$M_{\text{cm}} = \frac{1.453 \cdot 42.5^2}{8} = 328.06 \text{ T-m}$$

Sección Resistente:

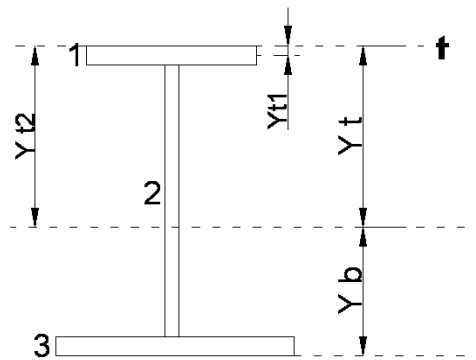


Figura 6. 7: Diagrama de Sección Resistente (primera etapa)

Propiedades Geométricas de la Viga:

SECCIÓN	DIMENSIONES (cm)	ÁREA	\bar{y}_t	$A\bar{y}_t$	$A(\bar{y}_t)^2$	$I_o = bh^3/12$
1	25 x 3	90	1.5	135	202.5	67.5
2	170 x 1.2	204	88	17952	1579776	491300
3	35 x 3	120	174.5	20940	3654030	90
SUMA		414		39027	5234008.5	491457.5

Tabla 6. 1: Propiedades Geométricas de la viga (primera etapa constructiva)

$$\bar{y}_t = \frac{\sum A \bar{y}_t}{\sum A} = \frac{39027}{414} = 94.27 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

$$\bar{y}_b = h_{\text{viga}} - \bar{y}_t$$

$$\bar{y}b = 176\text{cm} - 94,27\text{cm}$$

$$\bar{y}b = 81.73 \text{ cm}$$

Para la determinación de la inercia aplicamos la siguiente fórmula:

$$I_{cg} = (\Sigma A(\bar{y} t)^2 + \Sigma I_o - \Sigma A(\bar{y} t)^2$$

Donde:

ΣA = Sumatoria de las secciones del área de la sección en análisis en cm^2 ,

$\bar{y}t$ = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión en m,

ΣI_o = Inercia de la sección en análisis en cm^4 .

Entonces:

$$I_{cg} = 5234008.5 + 491457.5 - 414 * 8886$$

$$I_{cg} = 2046464.239 \text{ cm}^4$$

CÁLCULO DE LOS MÓDULOS SECCIONALES:

Los Módulos seccionales que nos interesan corresponden a los de los niveles de la fibra más extrema sometida a compresión y de la fibra más extrema sometida a tracción:

$$Z1 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}t}$$

$$Z2 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}b}$$

Donde:

$Z1$ = Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

$Z2$ = Módulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

I_{cg} = Inercia con respecto al centro de gravedad.

$\bar{y}t$ = distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en compresión.

$\bar{y}b$ = distancia desde el eje neutro hasta la fibra más extrema en tracción.

t = espesor de tablero de hormigón.

$$Z1 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}t} = \frac{2046464,24}{94,27} = 21709 \text{ cm}^3$$

$$Z2 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}b} = \frac{2046464,24}{81,73} = 25038.8 \text{ cm}^3$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS QUE ACTÚAN EN LA VIGA

Para el cálculo de los esfuerzos se lo realiza según la etapa constructiva, los esfuerzos calculados no deben superar a los esfuerzos admisibles tanto del hormigón como del acero.

$$f1 = \frac{M}{Z1}$$

$$f2 = \frac{M}{Z2}$$

Donde:

f1 = Esfuerzo de compresión en la fibra superior de la viga metálica.

f2 = Esfuerzo de tracción en la fibra inferior de la viga metálica.

Z1= Modulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a compresión.

Z2= Modulo seccional que corresponde a la fibra más extrema sometida a tracción.

M = Momento por carga muerta.

$$f1 = \frac{M}{Z1} = \frac{3.3E+07}{21709} = 1511.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f2 = \frac{M}{Z2} = \frac{3.3E+07}{25038.8} = 1310.20 \text{ Kg/cm}^2$$

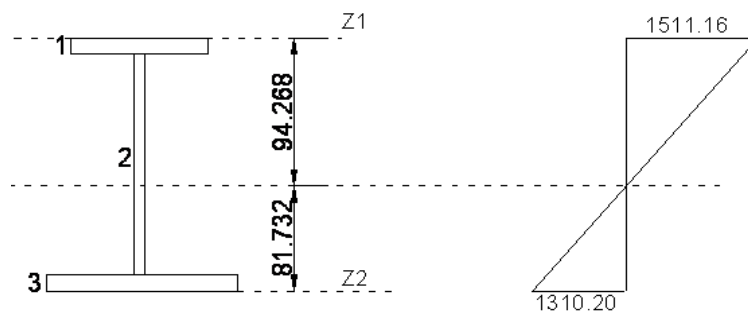


Figura 6. 8: Diagrama de esfuerzos (primera etapa)

CÁLCULO DE LOS EFECTOS POR CARGA MUERTA

Momentos y Cortantes Máximos sin Factorizar a Vigas.

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado con una carga uniformemente distribuida (w), la fuerza cortante (V_x) y el momento flexionante (M_x) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados por:

$$V_x = w(0,5 L - x) \quad (\text{Ec 6.4})$$

$$M_x = 0,5 w * x (L - x) \quad (\text{Ec 6.5})$$

$$L = 42.5 \text{ m}$$

Distancia x (m)	Cortantes por carga muerta (T)			
	Losa	Viga	Parapeto	capa de rodadura
10	12.69	16.346	17.280	13.179
20	1.41	1.816	1.920	1.464
21.2	0.0564	0.073	0.077	0.059
30	-9.87	-12.714	-13.440	-10.251
40	-21.15	-27.243	-28.800	-21.966
42.5	-23.97	-30.876	-32.640	-24.894

Tabla 6. 2: Cortantes Máximos sin factorizar a viga (primera etapa constructiva)

Distancia x (m)	Momentos por carga muerta (T-m)			
	Losa	Viga	Parapeto	capa de rodadura
10	183.300	236.111	249.600	190.369
20	253.800	326.923	345.600	263.588
21.2	254.680	328.056	346.798	264.501
30	211.500	272.436	288.000	219.656
40	56.400	72.650	76.800	58.575
42.5	0	0	0	0

Tabla 6. 3: Momentos Máximos sin factorizar a viga (primera etapa constructiva)

ANÁLISIS DE LA SECCIÓN COMPUESTA: (B/3n)

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA

- Peso de la viga y losa (DI), soportados por la viga solamente.
- Carga muerta impuesta ($D2$), soportada por la sección compuesta a largo plazo ($3n$).
- Carga viva con impacto ($I+IM$)_{LL}, soportada por la sección compuesta a corto plazo (n).

SEGUNDA ETAPA: Sección compuesta total del puente (puente vacío)

$W_2 = \text{peso de parapeto} + \text{capa de rodadura} = 0.542 \quad \text{T/m}$

$$M_{\text{máx CL}} = M_{\text{acabados}} = \frac{WL^2}{8}$$
$$M_{\text{acab}} = 122.26 \text{ T-m}$$

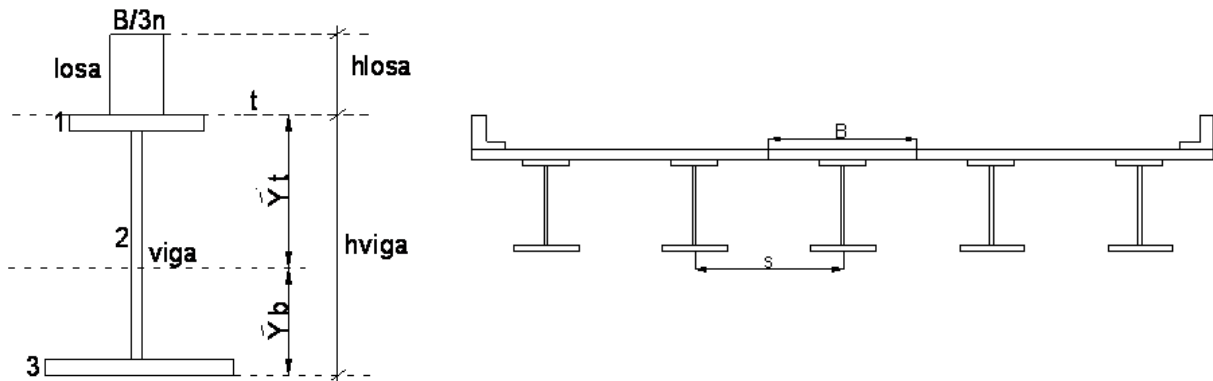


Figura 6. 9: Sección Compuesta (segunda etapa constructiva)

Ancho Efectivo de losa:

El ancho de losa que trabajará en conjunto con las vigas será el menor de las siguientes distancias:

- Un cuarto de la longitud de claro promedio.
- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.
- La distancia entre vigas adjuntas.

En vigas exteriores, el ancho efectivo de losa es la mitad de las vigas interiores adjuntas, más el menor de los siguientes:

- Un octavo de la longitud de claro efectiva.
- Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la viga.
- La longitud del volado.

En vigas interiores:

$$L/4 = 10.625 \text{ m}$$

$$2h_{\text{losa}} + (1/2)bc = 3.9 \text{ m}$$

$$s = 2.35 \text{ m}$$

Ancho efectivo de losa = $B_e = 2.35 \text{ m}$

Sección Equivalente por carga de acabados:

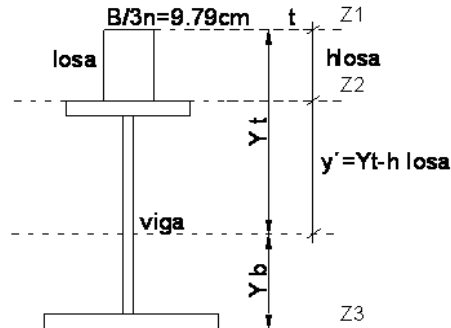


Figura 6. 10: Sección Resistente (segunda etapa)

B = Ancho cooperante del hormigón en cm

n = relación de los módulos de elasticidad del acero y hormigón.

$$\frac{B}{3n} = \frac{235}{24} = 9.79 \text{ cm}$$

Propiedades de la sección compuesta:

SECCIÓN	ÁREA	$\bar{y} t$	$A \bar{y} t$	$A(\bar{y} t)^2$	$I_o = bh^3/12$
Losa	195.83	10.00	1958.33	19583.33	6527.78
Viga	414.00	114.27	47307.00	5405681.76	2046464.24
SUMA	609.83		49265.33	5425265.09	2052992.02

Tabla 6. 4: Propiedades de la sección compuesta (segunda etapa constructiva)

$$\bar{y} t = \frac{\Sigma A \bar{y} t}{\Sigma A} = \frac{49265.33}{609.83} = 80,78 \text{ cm}$$

$$b = h \text{ viga} - \bar{y} t$$

$$\bar{y} b = 176 \text{ cm} - 80,78 \text{ cm}$$

$$\bar{y} b = 95,22 \text{ cm}$$

$$I_{cg} = (\Sigma A(\bar{y} t)^2 + \Sigma I_o) - \Sigma A(\bar{y} t)^2$$

$$I_{cg} = 5425265.09 + 2052992.02 - 609.83 * 6526$$

$$I_{cg} = 3498361.399 \text{ cm}^4$$

MÓDULOS SECCIONALES:

$$Z1 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}_t} = \frac{3498361,40}{80,78} = 43304.6 \text{ cm}^3$$

$$Z2 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}_t - h_{lo}} = \frac{3498361,40}{80,78-20} = 57553.1 \text{ cm}^3$$

$$Z3 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}_b} = \frac{3498361,40}{95,22} = 36741.7 \text{ cm}^3$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS QUE ACTÚAN EN LA VIGA.

f2 = Esfuerzo en la fibra superior de la viga metálica.

f3 = Esfuerzo en la fibra inferior de la viga metálica.

M_{acab} = momento por carga de acabados.

$$f1 = \frac{M_{acab}}{Z1} = \frac{1.2E+07}{43304.6} = 282.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f2 = \frac{M_{acab}}{Z2} = \frac{1.2E+07}{57553.1} = 212.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f3 = \frac{M_{acab}}{Z3} = \frac{1.2E+07}{36741.7} = 332.76 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS REALES EN EL HORMIGÓN:

f real del hormigón = f sección equivalente / 3n

$$f1(H) = \frac{f1}{3n}$$

$$f2(H) = \frac{f2}{3n}$$

Donde:

f1(H) = Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero.

f2(H) = Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero.

$$f1(H) = \frac{f1}{3n} = \frac{282.33}{24} = 11.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2(H) = \frac{f_2}{3n} = \frac{212.43}{24} = 8.85 \text{ Kg/cm}^2$$

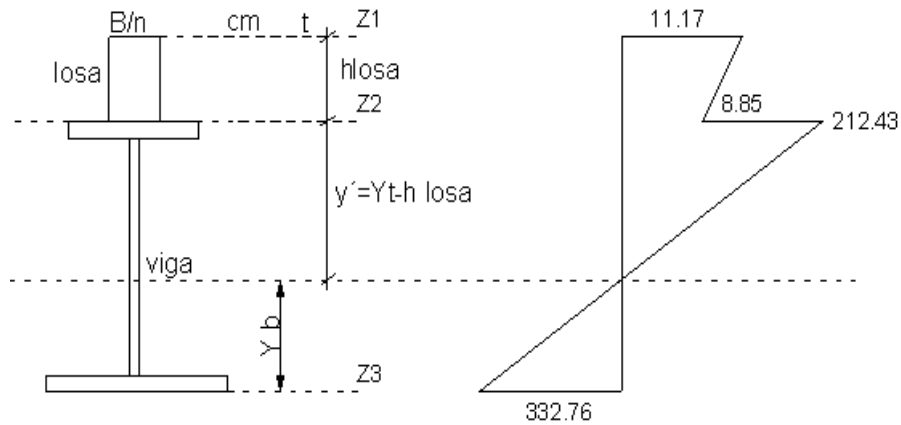


Figura 6. 11: Diagrama de esfuerzos (segunda etapa)

PUENTE VACÍO:

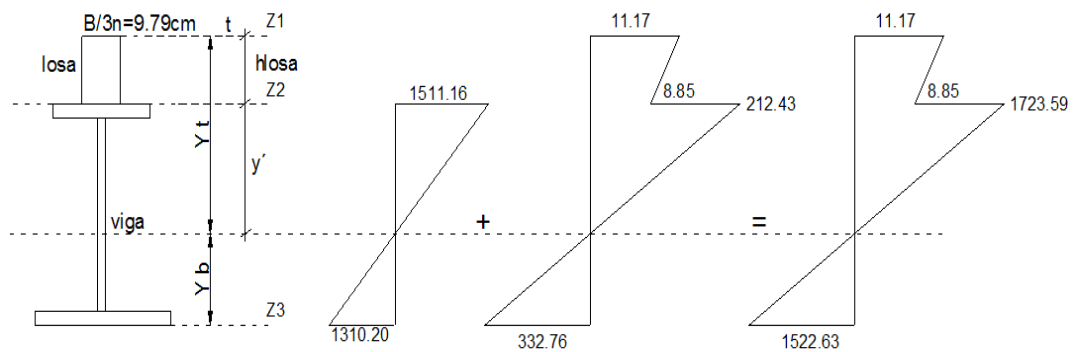


Figura 6. 12: Diagrama final de esfuerzos (puente vacío)

• ANÁLISIS DEL PUENTE EN SERVICIO

TERCERA ETAPA: Sección compuesta del puente en servicio.

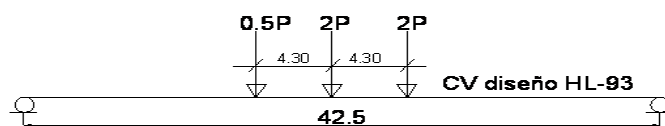


Figura 6. 13: Posición del vehículo

Se analiza los esfuerzos cuando el puente entra en servicio para la carga viva HL – 93 más impacto tomando el valor calculado en la sección x/2.

Cálculo de los efectos por carga viva:

El parámetro de rigidez longitudinal, Kg, se deberá tomar como:

$$k_g = n(I + A \times e_g^2) \quad (\text{Ec 6.6})$$

Donde:

A = área de la viga = 41400 mm²

eg = distancia entre los centros de gravedad de la viga y el tablero = 1043 mm

I = momento de inercia de la viga = 4914575000 mm⁴

$$K_g = 8(4914575000 + 41400^2)$$

$$K_g = 4E+11 \text{ mm}^4$$

Verificar el rango de aplicabilidad:

$$1100 \leq S \leq 4900 \quad \text{mm} \quad \text{si}$$

$$S = 2350 \quad \text{mm}$$

$$110 \leq h_{lo} \leq 300 \quad \text{mm} \quad \text{si}$$

$$h_{lo} = 200 \quad \text{mm}$$

$$6000 \leq L \leq 73000 \quad \text{mm} \quad \text{si}$$

$$L = 42500 \quad \text{mm}$$

$$N \text{ vigas} \geq 4 \quad \text{si}$$

$$N \text{ vigas} = 5$$

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \quad \text{si}$$

$$K_g = 4E+11 \text{ mm}^4$$

Cálculo de los Factores de Distribución para el Estado Límite de Resistencia

Para Momento:

- Para un carril de diseño cargado (Ec. 6.7)

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{Lhl^3} \right)^{0.1}$$

$$gm = 0.39484 \text{ Carriles}$$

- Para dos a más carriles de diseño cargados

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{Lhl^3} \right)^{0.1} \quad (Ec. 6.8)$$

$$gm = 0.57703 \text{ carriles}$$

Para Corte:

- Para un carril de diseño cargado,

$$0.36 + \frac{S}{7600} \quad (Ec. 6.9)$$

$$gm = 0.66921 \text{ carriles}$$

- Para dos a más carriles de diseño cargados

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 \quad (Ec. 6.10)$$

$$gm = 0.80454 \text{ carriles}$$

Los factores de distribución resultantes usados para verificar el Estado Límite de Resistencia en regiones de flexión positiva y negativa son:

Momento Flexionante: **gm** = 0.58 carriles

Cortante: **gm** = 0.8 carriles

Cálculo de los Factores de Distribución para el Estado Límite de Fatiga:

Momento Flexionante: **gm** = 0.33 carriles

Cortante: **gm** = 0.56 carriles

PARA VIGAS EXTERIORES:

Cálculo de los Factores de Distribución de la Deflexión para sobrecargas:

$$g \Delta = m \left(\frac{NL}{Nb} \right)$$

NL = 3 carriles

Nb = 5 vigas

Factor de presencia múltiple para dos carriles cargados, m: 1.00

MOMENTO MÁXIMO POR CARGA VIVA (Teorema de Barré):

El máximo momento por carga viva que produce el camión HL-93 se obtiene de la siguiente manera:

Para determinar donde se encuentra ubicada la resultante de la carga viva obtenemos la sumatoria de momentos respecto al eje delantero del camión HL-93.

L = 42.5 m

Posición de la resultante:

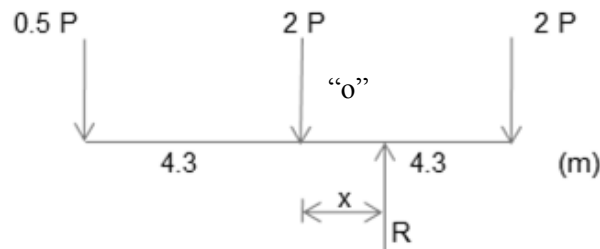


Figura 6. 14: Posición de la resultante por máximo momento

$$P = 7.4 \text{ T}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$0.5P + (-4P) = R$$

$$R = 4.5P$$

$$\Sigma M''_o = 0$$

$$0.5P * (-4.3) + x * R - 2P (4.3) = 0$$

$$2.15P + x * R - 8.6P = 0$$

$$x = \frac{6.45}{R} P$$

$$x = \frac{6.45}{4.5} P$$

$$x = 1.433m$$

La sección crítica se ubica a $x/2$ del centro de la luz, entonces:

$$x/2 = 1.43/2 = 0.7167m$$

Posición del vehículo:

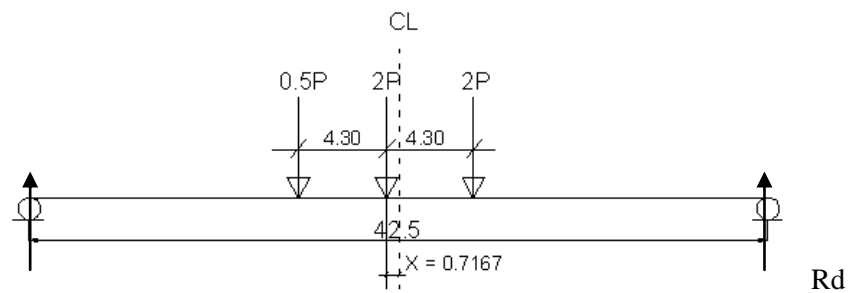


Figura 6. 15: Posición del vehículo

$$\Sigma M R d = 0$$

$$42,5 (Ri) - 26,2667 (-0,5P) - 22 (-2P) - 17,67 (-2P) = 0$$

$$42,5 (Ri) + 13,133P + 44P + 35,34P = 0$$

$$42.5Ri = 65.9P$$

$$Ri = 1.5506P$$

$$M_o = M_{\text{máx}}$$

$$M_{\text{máx.}} = Ri * (20,535) - 0,5 P (4,3)$$

$$M_{\text{máx.}} = 29.689P$$

$$M_{\text{máx.}} = 219.7T \text{ m / vía}$$

$$I = 33\% = 0.33$$

$$M_{CV + I} = 292.2 T \text{ m / vía}$$

Carga Equivalente:

$$w = 0.96 \quad T/m/vía$$

$$L = 42.5 \quad m$$

$$x = 20.533 \quad m$$

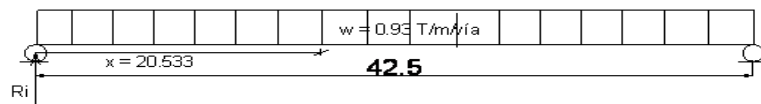


Figura 6. 16: Carga Equivalente.

$$R_i = W \cdot L / 2$$

$$R_i = 20,4 \text{ T}$$

$$M_x = R_i \cdot x - w \cdot x^2 / 2$$

$$M_{eq} = 216,5 \text{ T m / vía}$$

$$M_{cv+I+ceq} = 508,7 \text{ T m / vía}$$

$$M_{CV+I} \cdot g_m = 292,2 \text{ T m} \cdot 0,577 = 168,60 \text{ T-m}$$

CORTANTE MÁXIMO POR CARGA VIVA (Líneas de Influencia):

Posición del vehículo:

$$L = 42,5 \text{ m}$$

$$P = 7,4 \text{ T}$$

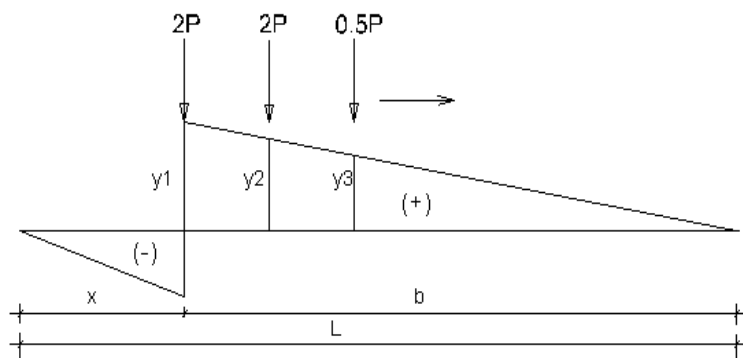


Figura 6. 17: Diagrama de Cortante

$$x = 1,00 \quad \text{m} \quad \text{varia}$$

$$b = L - x = 41,50 \quad \text{m}$$

$$Y_1 = b/L = 0,9765 \quad \text{m}$$

$$\frac{Y_1}{B} = \frac{Y_2}{b - 4,30}$$

$$Y2 = \frac{Y1 (b - 4.30)}{B} = \frac{36.32}{41.50} = 0.875 \text{ m}$$

$$\frac{Y1}{B} = \frac{Y3}{b - 8.60}$$

$$Y3 = \frac{Y1 (b - 8.60)}{B} = \frac{32.13}{41.50} = 0.774 \text{ m}$$

$$V_{cv} = Y1 * 2P + Y2 * 2P + Y3 * 0.5P$$

$$V_{cv} = 4.0906 P$$

$$V_{cv} = 30.27 \text{ T}$$

$$I = 33\% = 0.33$$

$$V_{CV+I} = 40.26 \text{ T m / vía}$$

DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL

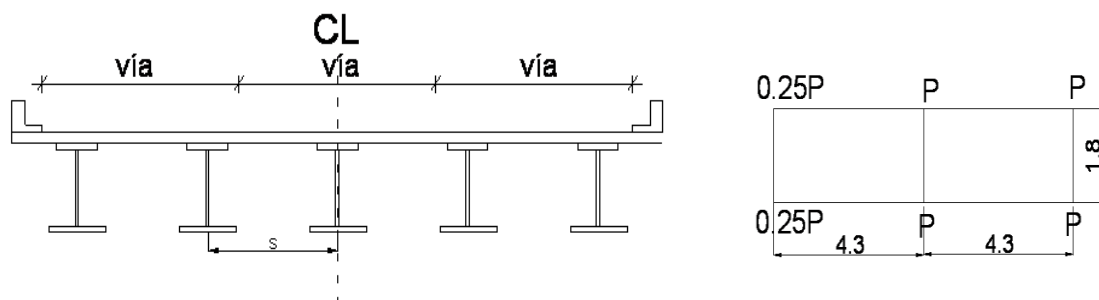


Figura 6. 18: Distribución transversal de cargas de vehículo.

Triple vía:

Tablero de hormigón y vigas de acero: $FD = S/1.68$

$$FD = 1.4021$$

$$M_{viga} = (M \text{ vía}/3) * FD$$

$$M_{viga} = 292.2 * FD/3$$

$$M_{viga} = 136.57 \text{ T m / viga}$$

SECCIÓN RESISTENTE:

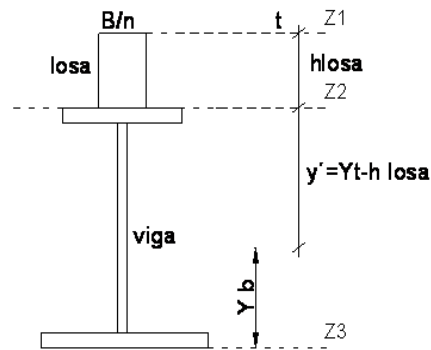


Figura 6. 19: Sección Resistente (Puente en servicio)

$$\frac{B}{n} = \frac{235}{8} = 29.4 \text{ cm}$$

Propiedades de la sección compuesta:

SECCIÓN	ÁREA	y t	Ay t	A(y t) ²	Io = bh ³ /12
Losa	587.50	10.00	5875.00	58750.00	19583.33
Viga	414.00	114.27	47307.00	5405681.76	2046464.24
SUMA	1001.50		53182.00	5464431.76	2066047.57

Tabla 6. 5 Propiedades de la sección compuesta (tercera etapa constructiva)

$$\bar{y}t = \frac{\sum Ay t}{\sum A} = 53.1023 \text{ cm}$$

$$\bar{y}b = 122.9 \text{ Cm}$$

$$I_{cg} = (\sum A(\bar{y}t)^2 + \sum I_o) - \sum A(\bar{y}t)^2$$

$$I_{cg} = 5464431.76 + 2066047.57 - 1001.50 * 2820$$

$$I_{cg} = 4706390.343 \text{ cm}^4$$

MÓDULOS SECCIONALES:

$$Z1 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}t} = 88628.7 \text{ cm}^3$$

$$Z2 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}t - h_{lo}} = 142177 \text{ cm}^3$$

$$Z3 = \frac{I_{cg}}{\bar{y}b} = 38295.2 \text{ cm}^3$$

DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS:

f2 = Esfuerzo en la fibra superior de la viga metálica.

f3 = esfuerzo en la fibra inferior de la viga metálica.

Mcv+ i = momento por carga viva más impacto.

$$f1 = \frac{M}{Z1} = \frac{1,4E+07}{88628,7} = 154,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f2 = \frac{M}{Z2} = \frac{1,4E+07}{142177} = 96,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f3 = \frac{M}{Z2} = \frac{1,4E+07}{38295,2} = 356,62 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS REALES EN EL HORMIGÓN:

f real del hormigón = f sección equivalente / 3n

f1(H) = Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero.

f2(H) = Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero.

$$f1(H) = \frac{Fi}{N} = \frac{154.09}{8} = 19.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f2(H) = \frac{f2}{N} = \frac{96.05}{8} = 12.01 \text{ Kg/cm}^2$$

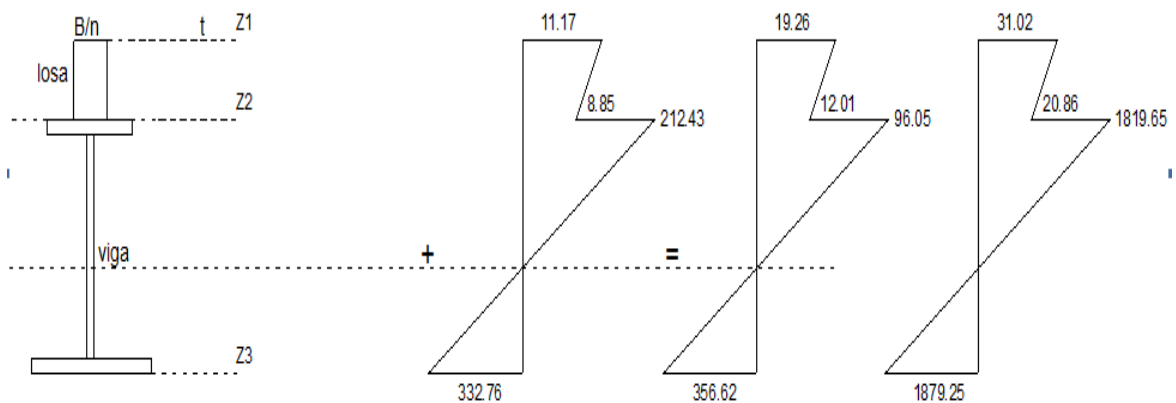


Figura 6. 20: Diagrama de esfuerzos finales (puente en servicio)

ESFUERZOS ADMISIBLES:

Acero: $f_s = 0,55 * f_y$ (Ec 3.50)
 $f_y = 3500 \text{ Kg / cm}^2$

$f_s = 0,6(3500) = 2100 \text{ Kg / cm}^2$ **SI**

Hormigón: $f_c = 0,40 f'_c$
 $f'_c = 280 \text{ Kg / cm}^2$

$f_c = 0,40 (280) = 112 \text{ Kg / cm}^2$ **SI**

EFFECTOS DE CARGA COMBINADOS [6]:

$Q = \eta [\gamma_{DC}DC + \gamma_{DW}DW + \gamma_{LL}(LL + IM)]$ (Ec 6.11)

Factores de Carga para el Estado Límite de Resistencia 1.

$\gamma_{DC} = 1.25$

$\gamma_{DW} = 1.50$

$\gamma_{LL} = 1.75$

$n = 8$

Los momentos debidos a las cargas DC, DW y (LL + IM) son:

$M_{cm} = 328.06 \text{ T m}$

$M_{acab} = 122.26 \text{ T m}$

$M_{cv+I} = 292.2 \text{ T m}$

$Q M = 8(1,25 * 328,06 + 1,5 * 122,26 + 1,75 * 292,2) = \mathbf{8838.5 \text{ T m}}$

Los cortantes debidos a las cargas DC, DW y (LL + IM) son:

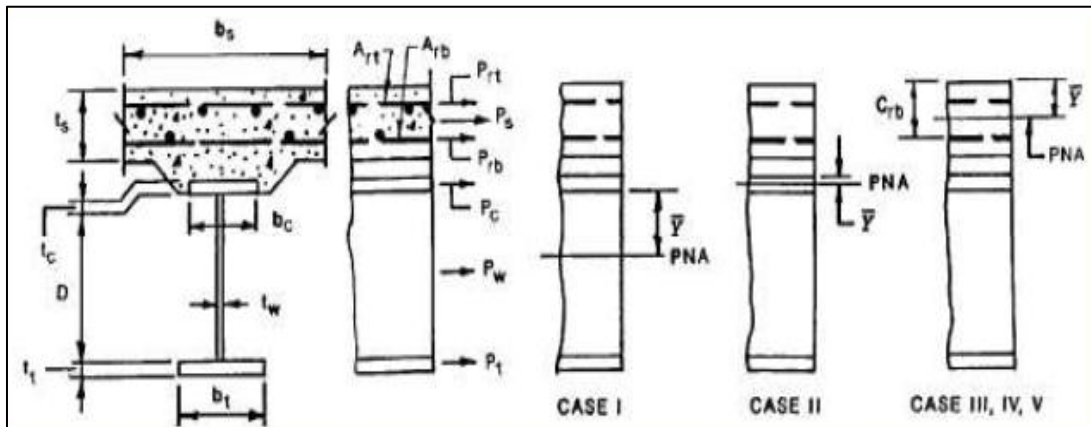
$V_{cm} = 0.0726 \text{ T}$

$V_{acab} = 0.135 \text{ T}$

$V_{cv+I} = 40.26 \text{ T}$

$Q V = 8(1,25 * 0,0726 + 1,5 * 0,135 + 1,75 * 40,26) = \mathbf{565.98 \text{ T}}$

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL MOMENTO PLÁSTICO:



$$f_y = 3500 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$b_t = 40 \quad \text{cm}$$

$$t_t = 3 \quad \text{cm}$$

$$h_w = 170 \quad \text{cm}$$

$$t_w = 1.2 \quad \text{cm}$$

$$f'_c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$b_c = 30 \quad \text{cm}$$

$$t_c = 3 \quad \text{cm}$$

$$b_s = 235 \quad \text{cm}$$

$$t_s = 20 \quad \text{cm}$$

Para el patín en tensión:

$$P_t = f_y * b_t * t_t \quad (\text{Ec 6.12})$$

$$P_t = 3500 \text{ kg/cm}^2 * 40\text{cm} * 3\text{cm}$$

$$P_t = 420000 \text{ kg}$$

Para el alma:

$$P_w = f_y * h_w * t_w \quad (\text{Ec 6.13})$$

$$P_w = 3500 \text{ kg/cm}^2 * 170\text{cm} * 1,2\text{cm}$$

$$P_w = 714000 \text{ kg}$$

Para el patín en compresión:

$$P_c = f_y * b_c * t_c = 315000 \text{ kg} \quad (\text{Ec 6.14})$$

$$P_c = 3500 \text{ kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 3\text{cm}$$

$$P_c = 315000 \text{ kg}$$

Para la losa:

$$P_s = 0.85 f'_c * b_s * t_s \quad (\text{Ec 6.15})$$

$$P_s = 3500 \text{ kg/cm}^2 * 235\text{cm} * 20\text{cm}$$

$$P_s = 1118600 \text{ kg}$$

Localización del eje neutro plástico:

$$Prb = Prt = 0$$

CASO 1: $P_t + P_w \geq P_c + P_s + Prb + Prt$ (Ec 6.16)

$1E+06 < 1433600$ El eje neutro plástico no está en el alma

CASO 2: $P_t + P_w + P_c \geq P_s + Prb + Prt$ (Ec 6.17)

$1449000 > 1118600$ El eje neutro plástico si esta en el patín superior

CASO 3: $P_t + P_w + P_c \geq (Crb/ts)P_s + Prb + Prt$ (Ec 6.18)

$$Crb = 17.5 \text{ cm}$$

$1449000 < 19575500$ El eje neutro plástico no esta en la losa

Para el caso 2, la fuerza de compresión total C: $C = 0,85 f'_c * b_e * t + A_f * F_y$

Donde:

A_f = área del patín

Fuerza de compresión total en tensión $T = F_y (A_s - A_f)$

$C > T$; el ENP está dentro del patín superior

Posición del eje neutro:

$$C = T$$

$$0,85 f'_c * b_e * t + A_f * F_y = T = F_y (A_s - A_f)$$

$$\bar{y} = \frac{F_y * A_s - 0,85 f'_c * b_e * t}{2 F_y * b_f}$$

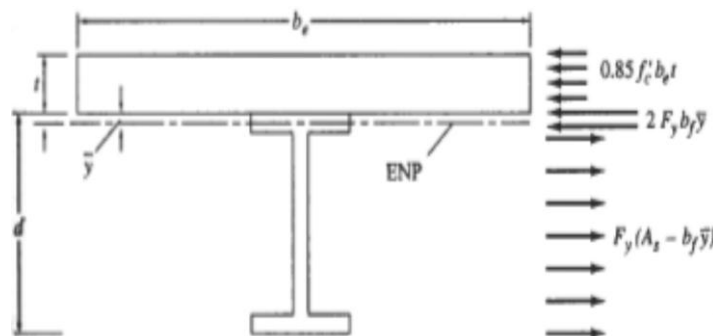


Figura 6. 22: Diagrama de esfuerzos eje neutro plástico

$$\begin{aligned}
F_y &= 35000 & \text{t/m}^2 \\
A_s &= 0.035 & \text{m}^2 \\
f'_c &= 2800 & \text{t/m}^2 \\
b_e &= 2.35 & \text{m}^2 \\
t &= 0.2 & \text{m}^2 \\
b_f &= 0.25 & \text{m}^2
\end{aligned}$$

$$\bar{y} = \frac{3500 * 350 - (0,85 * 280 * 235 * 20)}{2 * 3500 * 25} = \mathbf{6.08E-05} \quad \text{m}$$

Capacidad de momento plástico:

$$M_p = M_n = 0.85 f'_c * b_e * t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y * b_f * \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y * A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad \text{Ec 6.19)}$$

$$d = 1.76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
M_p = M_n &= 0.85 * 280 * 235 * 20 \left(\frac{20}{2} + 0,608 \right) + 2 * 3500 * 25 * 0.608 \left(\frac{0.608}{2} \right) \\
&+ 3500 * A_s \left(\frac{170}{2} - 0.608 \right)
\end{aligned}$$

$$M_p = 1189.9 \quad \text{T - m}$$

$$M_u = \phi M_p = \phi M_n$$

$$M_u = 0,85 * M_p$$

$$M_u = 1011.4 \quad \text{T - m}$$

$$\phi M_n > M_u = q L^2 / 8$$

$$1011.38 \text{ Tm} > 660.295 \text{ Tm} \quad \mathbf{si}$$

DETERMINACIÓN SI LA SECCIÓN ES COMPACTA:

La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 MPa

El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales, y La sección satisface el límite de esbeltez del alma.

Límite de esbeltez del alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 376 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Ec 6.20})$$

Donde:

Dcp = profundidad del alma en compresión en el momento plástico (mm)

Dcp = 0 y la sección se clasifica como compacta, por lo que: Mn=Mp.

¡La sección es considerada Compacta!

CONTROL DE LAS DEFLEXIONES

Para el cálculo de las deflexiones en la viga se toma en cuenta el efecto de carga viva y carga muerta.

La deflexión calculada por carga muerta sirve para establecer la contraflecha que se da en el armado de la viga, la deflexión calculada por carga viva no debe exceder los valores establecidos por el código de la AASHTO.

Datos:

$$w = 19.945 \quad \text{kg/cm}$$

$$L = 4250 \quad \text{cm}$$

$$E = 2\text{E}+06 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$I = 5\text{E}+06 \quad \text{cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5 w L^4}{384 EI} \quad (\text{Ec 6.21})$$

$$\Delta = \frac{3.25355\text{E}+16}{3.61451\text{E}+15} = 9 \quad \text{cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{4250}{360} = 11.8056 \quad \text{cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} > \Delta \quad \text{si}$$

CAMBER O CONTRAFLECHA

Las cargas muertas que actúan son las siguientes:

Peso propio de acabados que se la reparte para el número de vigas (5)

Peso transmitido a cada viga = $2,7075 / 5 = 0.5415$ T/m

Peso de acabados = **0.5415 T/m**

Se dará una contraflecha de tipo parabólica de 12 cm, y se utilizará la ecuación siguiente:

$$y^2 = k * x \quad (\text{Ec 6.22})$$

Donde:

y = Ordenada de la deflexión = 12 cm,

x = Abscisa del puente cada 4m,

k = constante

$$k = y^2 / x$$

Sí: $x = L/2 = 42.5/2 = 21.25$ m

Entonces:

$$k = 12^2 / 2125 = 0.068 \text{ cm} = 0,00068 \text{ m}$$

Por tanto:

$$y = \sqrt{0.068 * x}$$

x (m)	y (m)
0.00	0.00
4.00	0.05
8.00	0.07
12.00	0.09
16.00	0.10
20.00	0.12
21.25	0.12

Tabla 6. 6 Ordenada de la Contraflecha

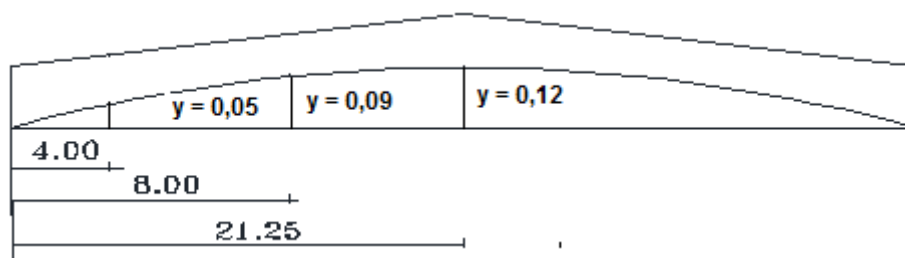


Figura 6. 23: Contraflecha debido a la carga muerta.

DISEÑO POR CORTANTE:

Sección de diseño de la viga en el estribo:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (\text{Ec 3.66})$$

Donde:

$\phi_v = 0,90$ factor de resistencia para cortante,

V_n = resistencia nominal al corte,

$$V_n = 0.58 F_{yw} * D * t_w \quad \text{ó} \quad V_n = 0.58 F_{yw} * A_w * C_v$$

$$V_n = V_{cr} = C * V_p$$

V_{cr} = resistencia al corte de la comba

V_p = fuerza de corte plástico

Determinación del radio C:

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} \quad (\text{Ec 6.23})$$

$$D = 170 \quad \text{cm}$$

$$t_w = 1.2 \quad \text{cm}$$

$$E = 2E+06 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$k = 5$$

$$F_y = 35000 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$D = 170 = 142$$

$$t_w = 1.2$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} = 18.932$$

Como no satisface la condición anterior se calcula C de la siguiente manera:

$$C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} \quad (\text{Ec 6.24})$$

$$C = 0.1336$$

A_w = área del alma

$$A_w = 204 \quad \text{cm}^2$$

$$V_n = 0.58 F_{yw} * A_w * C \quad (\text{Ec 6.25})$$

$$V_n = 572487 \quad \text{kg}$$

$$V_n = 572.49 \quad \text{T}$$

$$V_r = 0.9 V_n$$

$$V_r = 515.24 \quad \text{T}$$

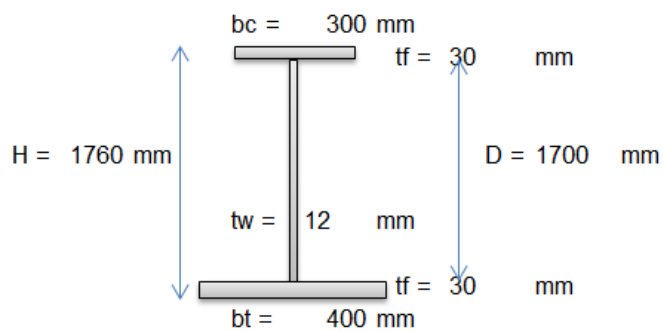
$$V_r \geq V = qL/2$$

$$515.238 > 62.1454 \quad \text{si}$$

6.2.4. ELEMENTOS SECUNDARIOS

CÁLCULO DEL RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

Para el diseño de los rigidizadores se utiliza acero estructural A – 36



CHEQUEO DEL ANCHO Y ESPESOR DEL RIGIDIZADOR:

Ancho del rigidizador (b_r):

$$b_r = b_t/4 = 100 \text{ mm}$$

d = altura total de la sección de acero

$$b_r = 50 + d/30$$

$$b_r = 108.6667 \text{ mm}$$

$$b_r \text{ adoptado} = 110 \text{ mm}$$

$$b_r \geq 50 + d/30 \quad (\text{Ec. 3.72})$$

$$110 \geq 108.6667 \text{ mm} \quad \text{si}$$

Espesor del rigidizador (tp):

$$t_p = b_r / 16$$

$$t_p = 6.875$$

$$t_p \text{ adoptado} = 7 \text{ mm}$$

$$16 t_p \geq b_r \geq b_f / 4 \quad (\text{Ec. 3.73})$$

$$112 \geq 110 \geq 75 \text{ mm} \quad \text{si}$$

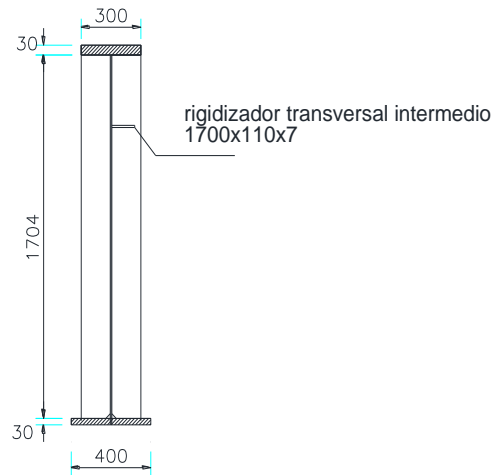


Figura 6. 24: Dimensiones del rigidizador transversal

ESPACIAMIENTO ENTRE RIGIDIZADORES INTERMEDIOS:

d_o = espaciamiento del rigidizador transversal (mm).

D = profundidad total del alma = 1700 mm

$$d_o \leq D \left[\frac{260}{D/t_w} \right]^2 \quad (\text{Ec 6.26})$$

$$d_o = 5726.118 \text{ mm} = 4000 \text{ mm} \approx 400 \text{ cm}$$

$$d_o \text{ máx.} = 3D = 5100 \text{ mm} = 510 \text{ cm}$$

El primer rigidizador debe colocarse a una distancia D/2 del rigidizador de apoyo

$$D/2 = 1700\text{mm}/2 = 850\text{mm} = 0.85 \text{ m}$$

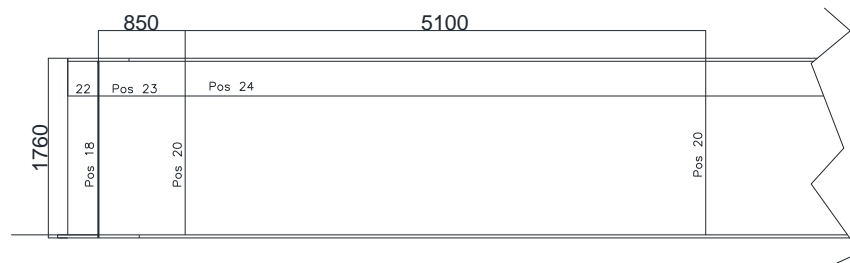


Figura 6. 25: Distancia entre rigidizadores transversales intermedios

CHEQUEO DEL MOMENTO DE INERCIA DEL RIGIDIZADOR:

J = proporción requerida de rigidez de un rigidizador transversal a esa platina del alma

$$J = 2,5 \left(\frac{1700}{4000} \right)^2 - 2,0 \quad (\text{Ec 6.27})$$

$$J = -1.779647837$$

Entonces:

$$J = 0.5$$

Calculo de la inercia mínima:

$$I_{\min} \geq d_o * t_w^3 * J \quad (\text{Ec 6.28})$$

$$I_{\min} = 4000\text{mm} * 12^3\text{mm} * 0,5 = 3456000 \text{ mm}^4$$

Calculo de la inercia real: se probara con un par de rigidizadores (uno a cada lado del alma):

$$I_{\text{real}} = \frac{t_w * b_r^3}{3} \quad (\text{Ec 6.29})$$

$$I_t = (12 * 110^3) / 3 = 5324000 \text{ mm}^4$$

Entonces $I_t > I_{\text{min}}$

$$5324000 > 3456000 \text{ si}$$

RIGIDIZADORES TRANSVERSALES DE APOYO

Para el diseño de los rigidizadores se utiliza acero estructural A - 36

$$f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Ancho de rigidizador de apoyo (bs):

$$b_s = (b_t - t_w) / 2$$

$$b_s = 194 \text{ mm}$$

Espesor del rigidizador apoyo (ts):

$$t_{s \text{ min}} = (b_s * f_y^{0.5}) / 578$$

$$t_{s \text{ min}} = 1.986 \text{ cm}$$

$$t_{s \text{ min}} = 20 \text{ mm}$$

SECCIÓN PROPUESTA:

Se utiliza dos placas de = 194
una placa a cada lado del alma

mm * 20 mm

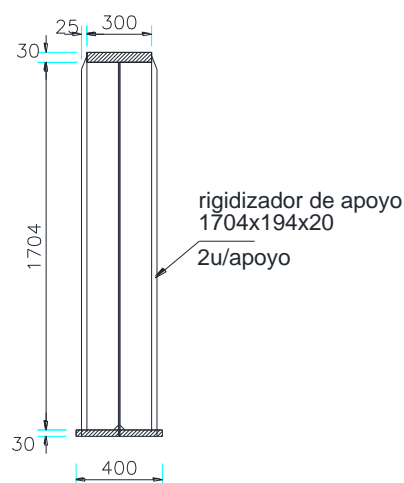


Figura 6. 26: Rigidizadores transversales de apoyo.

Determinación del área de la columna:

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$A = 2 * (b_s + t_s) + (18 * t_w) * t_w$$

$$A = 2 * (17 + 2) + (18 * 1) * 1$$

$$A = 68.72 \text{ cm}^2$$

Calculo de la inercia del rigidizador de apoyo:

$$I = \left(\frac{t_s * (b_s)^3}{3} \right) * 2 \quad (\text{Ec 6.30})$$

$$I = \left(\frac{2 * 1.94^3}{3} \right) * 2$$

$$I = 973 \text{ cm}^4$$

CONTROL DEL PANDEO:

r = radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{9735.18}{68.72}} \quad (\text{Ec 6.31})$$

$$r = 11.9 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

k = factor de reducción = 1 los extremos pueden rotar pero no trasladarse

l = alma de la viga = 170 cm

$$\frac{kl}{r} = \frac{170}{11.9} = 14.28$$

ESFUERZO ADMISIBLE DEL RIGIDIZADOR:

Fa = Esfuerzo admisible

$$F_a = f_y \left(1 - \frac{\frac{kl}{r}}{2Cc^2} \right)^2 \quad (\text{Ec 6.32})$$

Cc = Propiedad de pandeo del material

$$C_c = \left(\frac{2\pi^2 E}{f_y} \right)^{0.5} \quad (\text{Ec 6.33})$$

E = módulo de elasticidad del acero = 2030000 kg/cm²

$$C_c = 106.94$$

$$F_a = 3500 (1 - 0.0006)^2$$

$$F_a = 3496 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = V_t / A$$

$$V_t = 48.97 \text{ T}$$

$$F_a = 48970 / 68.73 = 712.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$712.6 \text{ kg/cm}^2 < 3495.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si}$$

Carga máxima del rigidizador:

$$P_{\text{máx. columna}} = 0.85 * f_a * \text{área}$$

$$P_{\text{máx. columna}} = 0.85 * 43.96 * 68.72 = 204187 \text{ kg}$$

Corte total de la viga en el apoyo

$$V_{CM + CV + I} = 48.97 \text{ T}$$

$$P_{\text{máx columna}} > P_{\text{solicitante}}$$

$$204.2 \text{ T} > 48.97 \text{ T} \quad \text{si}$$

RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

Chequeo del espesor del alma

$$f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 0.60 f_y$$

$$f_b = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

No se requiere rigidizador longitudinal si el espesor del alma es:

$$t_w \geq D * (f_b)^{0.5} / 6085$$

$$t_w = \frac{170 * 43.9}{6085} = 1.23 \text{ cm}$$

$$t_w \geq D / 170$$

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm} < t_w = 12.26 \text{ mm} \quad \text{no}$$

$$t_w = 12 \text{ mm} > t_w = 10 \text{ mm} \quad \text{si}$$

Entonces necesitamos rigidizador longitudinal.

$$si \ tw = 12 \text{ mm}$$

UBICACIÓN:

El rigidizador longitudinal se ubicara a $D/5$, medido desde el patín de compresión

$$D/5 = 1700/5 = 340 \text{ mm} \approx 34 \text{ cm}$$

Ancho del rigidizador longitudinal:

$$bs = 100 \text{ mm}$$

Espesor minino:

$$ts \geq \frac{bs}{598} \sqrt{fb} \quad (\text{Ec 6.34})$$

$$ts = \frac{10 * 43.87}{598} = 0.734 \text{ cm}$$

$$ts \text{ adoptado} = 10 \text{ mm}$$

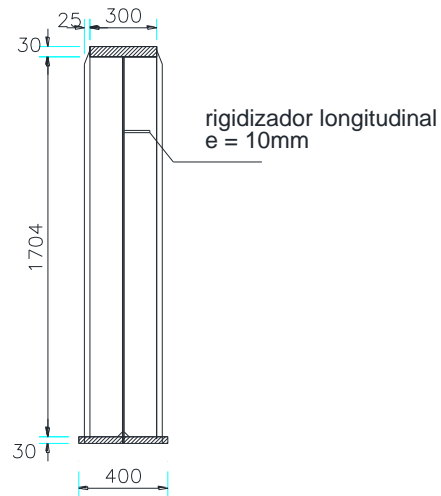


Figura 6. 27: Rigidizador longitudinal.

Inercia mínima:

$$I_{\min} = D * tw * \left(2.4 \left(\frac{do}{D} \right)^2 - 0.13 \right) \quad (\text{Ec 6.35})$$

do = distancia entre rigidizadores transversales

$$do = 400 \text{ cm}$$

$$I_{\min} = 170 * 1.728 * (2,4 * (0.425)^2 - 0,13)$$

$$I_{\min} = 89.16 \text{ cm}^4$$

Inercia real:

$$I_{\text{real}} = (t_s * b_s^3)/3$$

$$I_{\text{real}} = 333.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{propuesta}} > I_{\min} \quad \text{si}$$

CALCULO DE CONECTORES [19]

Los conectores más utilizados en nuestro país son:

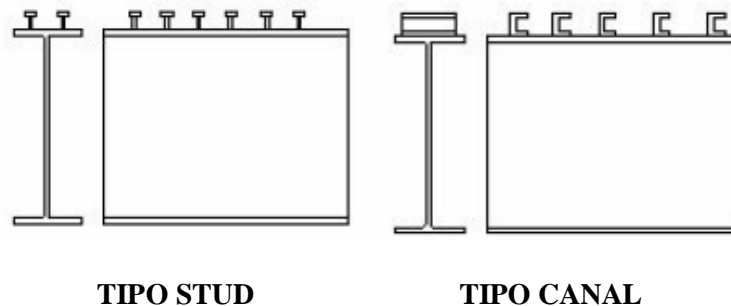


Figura 6. 28: Tipos de canal.

Se diseñará conectores de corte para la viga compuesta de acción mixta total

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE HORIZONTAL:[19]

V_h = fuerza cortante horizontal

$$V_h \leq \begin{cases} A_s * F_y \\ 0,85 * f'_c * A_e \end{cases}$$

$$A_s = \text{Área de la sección transversal de acero} = 414 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = \text{Resistencia de diseño del concreto} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = \text{Área de concreto que corresponde al be} = 4700 \text{ cm}^2$$

$$V_h = 414 * 3500 = 1449000 \text{ kg}$$

$$V_h = 0.85 * 280 * 4700 = 1\text{E}+06 \text{ kg}$$

Controla $V_h = 1\text{E}+06 \text{ kg}$

CONECTORES TIPO PERNOS (STUD)

Se usaran conectores tipo pernos (STUD) de ½" x 2"

Diámetro = 0.5 pulg = 1.27 cm

Longitud = 4 diámetro = 5.1 cm

RESISTENCIA DEL CONECTOR DE CORTE: [19]

La resistencia de un conector de cortante espárrago es:

$$Q = 0.5 * \sqrt{f'_c * E_c} \leq A_{sc} * F_u \quad (\text{Ec 6.36})$$

Donde:

Q_n = resistencia nominal por cortante de un conector,

E_c = módulo de elasticidad del concreto,

A_{sc} = Área de la sección transversal del conector en pulgadas cuadradas,

F_u = Resistencia a tensión del conector.

De la siguiente tabla obtenemos el valor de Q_n .

TIPO DE CONECTOR	Calidad del concreto normal: f'_c (kgf/cm²)			
	210	230	250	280
Esparrago o perno de ½"x 2" con gancho o cabeza	4.294	4.597	4.894	5.321
Esparrago o perno de 5/8"x 2 ½" con gancho o cabeza	6.707	7.181	7.644	8.311
Esparrago o perno de 1/4"x 3" con gancho o cabeza	9.660	10.342	11.009	11.970
Esparrago o perno de 7/8"x 3 ½" con gancho o cabeza	13.147	14.075	14.984	16.291
Esparrago o perno de 1"x 4" con gancho o cabeza	17.174	18.386	19.573	21.281
Canal Didetur UPI. 80	1.881 Lv	2.014 Lv	2.143 Lv	2.334 Lv
Canal Didetur UPI. 100	2.135 Lv	2.286 Lv	2.433 Lv	2.649 Lv
Canal Didetur UPI. 120	2.338 Lv	2.503 Lv	2.665 Lv	2.901 Lv

Tabla 6. 7 Resistencia nominal por cortante de los conectores de corte

$$Q_n = 5321 \text{ Kg}$$

NÚMERO DE CONECTORES:[19]

$$n = \frac{V_h}{Q_n}$$

$$n = \frac{1118600}{5321} \frac{\text{Kg}}{\text{Kg}} = 210$$

Entonces en la longitud total de la viga se colocaran 420 conectores .

Recubrimiento lateral a cada lado = 5 cm

ESPACIAMIENTO DE CONECTORES: [19]

$$L = 4250 - 10 = 4240 \text{ cm}$$

$$S = 4240/420 = 10.0845 \text{ cm}$$

$$S_{\min (\text{longitudinal})} = 6 \text{ diámetro} = 7.62 \text{ cm}$$

$$S_{\min (\text{transversal})} = 4 \text{ diámetro} = 5.08 \text{ cm}$$

La separación longitudinal debe cumplir:

$$t = \text{Espesor de la losa} = 20 \text{ cm}$$

$$6d \leq S \leq 8t$$

$$7.62 < 10.0845 < 160 \quad \text{si}$$

La separación transversal debe cumplir:

$$t = \text{Espesor de la losa} = 20 \text{ cm}$$

$$h_{\text{losa}} - S_{\min (\text{transversal})} > 5 \text{ cm}$$

$$20 - 5.08 > 5$$

$$14.92 > 5 \quad \text{si}$$

Los conectores tipo perno se pueden colocar de a dos pares soldados a cada lado

$$S = \frac{4240}{210} = 20.169 \text{ Cm}$$

Con separación transversal:

$$S_{\min (\text{transversal})} = 4 \text{ diámetro} = 5.08 \text{ cm}$$

$S_{\min (\text{transversal})}$ adoptada = **6 cm**

CONECTORES TIPO CANAL:

Se usarán UPL 80 con $t_f = 0,70$ y $t_w = 0,45$ cm

$$L_c = 2 b_f / 3$$

$$b_f = 30 \text{ cm}$$

$$L_c = 20 \text{ cm}$$

$$Q_n = 0.30(t_f + 0.5t_w)L_c * \sqrt{f_c * E_c} \quad (\text{Ec 6.37})$$

De la tabla 6.6 obtenemos el valor de Q_n :

$$Q_n = 2334 L_c$$

$$Q_n = 2334 * 20$$

$$Q_n = 46680 \text{ kg}$$

NÚMERO DE CANALES:

$$n = \frac{1118600}{46680} = 24$$

SEPARACIÓN LONGITUDINAL (S): LRFD I5.6

recubrimiento = 20 cm

$$L = 4250 - 20 = 4230 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{4230}{48} = 88,2605 \text{ cm}$$

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA ÚLTIMA DEL CONECTOR:

La resistencia última de un conector esta dada por las siguientes formulas:

PARA PERNOS (stud):

$$S_U = 246.554 d^2 \sqrt{f_c} \quad (\text{Ec 6.38})$$

$$S_U = 246.554 * 1,27^2 \sqrt{280}$$

$$S_U = 6654.2 \text{ kg}$$

PARA CANALES:

$$SU = 145.817 \left(h + \frac{t}{2} \right) * w * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec 6.39})$$

Donde:

$$t_f = 0.7$$

$$t_w = 0.45$$

$$h = \text{espesor promedio del patín del canal} = 0.35 \quad \text{cm}$$

$$t = \text{espesor del alma del canal} = 0.45 \quad \text{cm}$$

$$w = \text{longitud del canal utilizado} = 20 \quad \text{cm}$$

$$SU = 145.817 \left(0.35 + \frac{0.45}{2} \right) * 17 * \sqrt{280}$$

$$SU = 28060 \text{ kg}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA QUE SE GENERA EN LA LOSA DE HORMIGÓN: [19]

La fuerza que se genera debe ser resistida por los conectores de corte:

$$P = A_s * F_y ; \quad 0.85 f'c * b_e * t_s \quad \text{ó} \quad A_r * F_{yr}$$

$$P = 0.85 f'c * b_e * t_s$$

Donde:

$$b_e = \text{Ancho efectivo de la losa} = 235 \text{ cm}$$

$$t_s = \text{altura de la losa} = 20 \text{ cm}$$

$$P = 0.85 * 280 * 235 * 20$$

$$P = 1118600 \text{ kg}$$

CORTANTE ADMISIBLE:

Z_r = capacidad permisible de un conector.

Para pernos (stud):

$$Z_r = a d^2 \quad (\text{Ec 6.40})$$

$$d = \text{diámetro del perno en cm} = 1.3 \text{ cm}$$

a = constante por fatiga

$Z_r = 913,80$ para 100,000 ciclos de carga
 $Z_r = 745,10$ para 500,000 ciclos de carga
 $Z_r = 551,80$ para 2.000,000 ciclos de carga

$$Z_r = 551,80 * (1,27)^2$$

$$Z_r = 890 \text{ kg}$$

Para canales:

$$Z_r = B * w \quad (\text{Ec 6.41})$$

w = longitud del canal usada como conector = 20 cm

B = constante por fatiga

$Z_r = 714,17$ para 100,000 ciclos de carga

$Z_r = 535,63$ para 500,000 ciclos de carga

$Z_r = 428,50$ para 2.000,000 ciclos de carga

$$Z_r = 428,50 * 17$$

$$Z_r = 8570 \text{ kg}$$

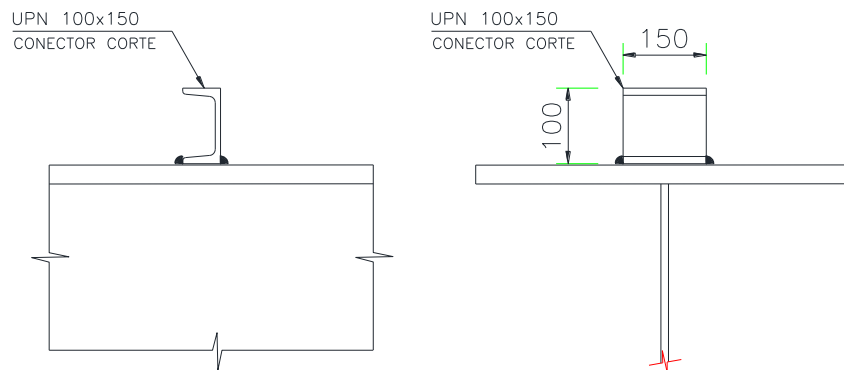


Figura 6. 29: Detalle de viga con conector de corte

SUELDA EN CONECTORES: [18]

Para nuestro diseño se escoge conectores de corte tipo canal.

Para espesores de placas de 3 cm se usa suelda de 5 mm en toda la longitud del canal y un electrodo E - 80

Se utilizara soldadura de filete al patín superior de la viga.

DISEÑO DE DIAFRAGMAS O CONTRAVIENTOS:[20]

H diafragma \geq h viga / 3

H diafragma \geq 566,67 mm = 0,567 m

ELEMENTOS HORIZONTALES DEL CONTRAVIENTO VERTICAL:

Se utilizan perfiles de acero tipo “ L”, las mismas que se determinan en la tabla del AISC- LRFD

Angulo de (3 x 3 x 1/4) pulg = 7,62 x 7,6 x 0,64 (cm)

Área = 9,29 cm²

Radio = 2,36 cm

Relación de esbeltez:

$$\frac{k \cdot l}{R} \leq 140 \quad (\text{Ec 6.42})$$

Donde:

k = Coeficiente de esbeltez = 0,8 (para conexiones soldadas)

l = Longitud del elemento horizontal

r = Radio de giro del ángulo = 0,0236 m

La longitud del elemento horizontal se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$l = s - (2 - tw)/2 \quad (\text{Ec 6.43})$$

s = Separación entre ejes de vigas = 2,35 m

tw = Espesor del alma de la viga = 12 mm

$$l = 2,35 - (2 - 0,012) / 2$$

$$l = 1,356 \text{ m}$$

$$\frac{k \cdot l}{R} = \frac{0,8 \cdot 1,356}{0,0236} = 45,97$$

El ángulo adoptado es correcto.

CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA EL ACERO A – 588

$$\sigma_{adm} = \frac{\pi^2 * E}{f_s * \left(\frac{k * l}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec 6.44})$$

Donde:

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del acero para los elementos horizontales

E = Módulo de elasticidad del acero = 2000000 kg/ cm²

f_s = factor de seguridad = 2,12

$$\sigma_{adm} = \frac{\pi^2 * 2000000}{2.12 * (45.97)^2}$$

$$\sigma_{adm} = 4406,8 \text{ kg/ cm}^2$$

Las especificaciones AASHTO LRFD establece que el esfuerzo admisible del acero para elementos horizontales se incrementa en un 25% [2].

$$\sigma_{adm} = 5508 \text{ kg/ cm}^2$$

σ_{real} = F de viento / área de ángulo

Se toma aproximadamente un 50% de la carga de viento que recomienda las especificaciones AASHTO LRFD.

$$\text{Carga de viento}_{AASHTO} = 245 \text{ kg/ cm}^2$$

$$50 \% \text{ carga de viento}_{AASHTO} = 122,5 \text{ kg/ cm}^2$$

$$P_{viento} = \text{área expuesta} * p_w$$

$$\text{Área expuesta} = (h_{viga} + h_{tablero} + h_{vereda}) * L$$

$$\text{Área expuesta} = 83,3 \quad \text{m}^2$$

$$p_w = \text{carga de viento adoptada} = 122,5 \text{ kg/ cm}^2$$

$$P_{viento} = 83,3 * 122,5$$

$$P_{viento} = 10204 \text{ kg}$$

DETERMINACIÓN DE LAS REACCIONES EN LOS APOYOS CON P viento

$$R_i = R_d = P_{\text{viento}} / 2$$

$$R_i = R_d = \frac{10204}{2} = 5102.13 \text{ kg}$$

Entonces:

$$\sigma_{\text{real}} = \frac{5102}{9.29} = 549.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 5508.5$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{real}} \quad \text{si}$$

Entonces se acepta el diseño

DIAGONALES DE CONTRAVIENTO VERTICAL: [20]

Se utilizaran perfiles tipo "L" de acero

Determinación de la longitud del pandeo:

$$s = 2.35 \text{ m}$$

$$h_{\text{viga}} = 1.76 \text{ m}$$

$$L = (s^2 + h_{\text{viga}}^2)^{0.5}$$

$$L = (5.5225 + 3.0976)^{0.5} = 2.936 \text{ m}$$

De tablas del AISC LRFD se escoge [18]:

$$\text{Ángulo de } (3 \times 3 \times 1/4) \text{ pulg} = 7.62 \times 7.62 \times 0.6 \text{ (cm)}$$

$$\text{Área} = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio} = 2.36 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

$$\frac{k * l}{r} \leq 140$$

Donde:

$$k = 0.8 \text{ (para conexiones soldadas)}$$

$$l = 2.936 \text{ m}$$

$$r = 0.0236 \text{ m}$$

$$\frac{k * l}{R} = \frac{0.8 * 2.936}{0.0236} = 99.53$$

El ángulo adoptado es correcto.

Determinación de la carga T que absorbe la diagonal:

$$T = (R * L) / l \quad (\text{Ec 6.45})$$

R = Reacción del viento = 5102,13 Kg

L = Longitud de pandeo = 2,936 m

l = longitud del elemento horizontal = 2,35 m

$$T = \frac{5102.13 * 2.936}{2.35} = 6374 \text{ kg}$$

Determinación del esfuerzo real:

$\sigma_{\text{real}} = T / \text{área de ángulo}$

$$\sigma_{\text{real}} = \frac{6374,4}{9,29} = 686,16 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA EL ACERO A – 588

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\pi^2 * E}{f_s * \left(\frac{k * l}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\pi^2 * 2000000}{2.12 * (99.53)^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 940,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{real}} = 686,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{real}} \quad \text{si}$$

Entonces se acepta el diseño

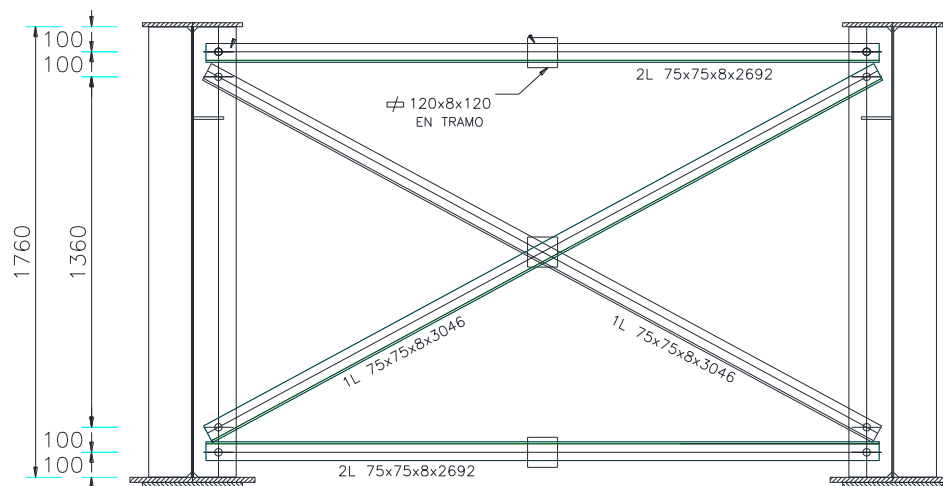


Figura 6. 30: Diagonales verticales.

DIAGONALES DEL CONTRAVIENTO HORIZONTAL INFERIOR [20]

Cálculo de la diagonal D:

L = separación entre diagonales = 6,00 m

s = separación entre vigas = 2,35 m

$$D = (L^2 + S^2)^{0,5}$$

$$D = (6,00^2 + 2,35^2)^{0,5}$$

$$D = 6,44 \text{ m}$$

Determinación de la carga T:

$$T = R / \text{sen}\alpha$$

$$R = \text{reacción en vigas} = 5102,13 \quad \text{Kg}$$

α = ángulo entre diagonal y viga metálica

$$\alpha = \frac{2,35}{6,44} = 0,3647$$

$$T = \frac{5102,13}{0,36} = 13990,23 \quad \text{Kg}$$

Estas diagonales estarán sujetas a placas que se sueldan al ala inferior de la viga.

Las dimensiones de las platinas serán 200mm x 100mm x 10 mm

$$y = 0,138 \quad \text{m}$$

$$\frac{6.00}{2.35} = \frac{x}{0.138}$$

Angulo de: 6,35 x 6,35 x 1,016 cm = (51/2 pulg x 51/2 pulg x 2/pulg)

r = 4,318	m ²	1,7	pulg ²		
A = 24,71	cm ²	3,83	pulg ²		
w = peso por metro lineal =		0,201	kg/cm	13,5	lbs/pie

Relación de esbeltez:

k = 1,00 doble articulación
L = longitud del pandeo
r = 0,04 m

$$L = D - 2z$$

$$z = 0,38 \text{ m}$$

$$D = 6,44 \text{ m}$$

$$L = 6,44 - 0,7568 = 5,69$$

$$\frac{k * l}{R} = \frac{1.0 * 5.687}{0.04318} = 131.70$$

El ángulo adoptado es correcto.

Determinación del esfuerzo real:

$$\sigma_{\text{real}} = T / \text{área de ángulo}$$

$$\sigma_{\text{real}} = \frac{13990,23}{24,71} = 526,18 \text{ kg/cm}^2$$

CALCULO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA EL ACERO A – 588

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\pi^2 * E}{f_s * \left(\frac{k * l}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\pi^2 * 2000000}{2.12 * (130.18)^2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 536,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{real}} = 566,18 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{adm} > \sigma_{real}$

si

Entonces se acepta el diseño

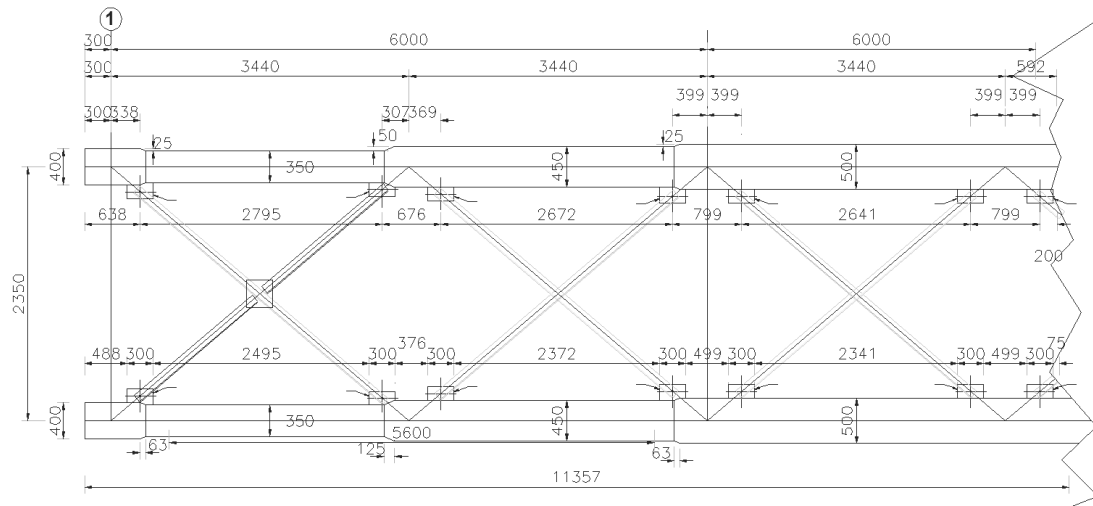


Figura 6. 31: Detalle de arriostramiento horizontal

DISEÑO DE LA SOLDADURA [19]

Determinación del tamaño mínimo de la soldadura de filete:

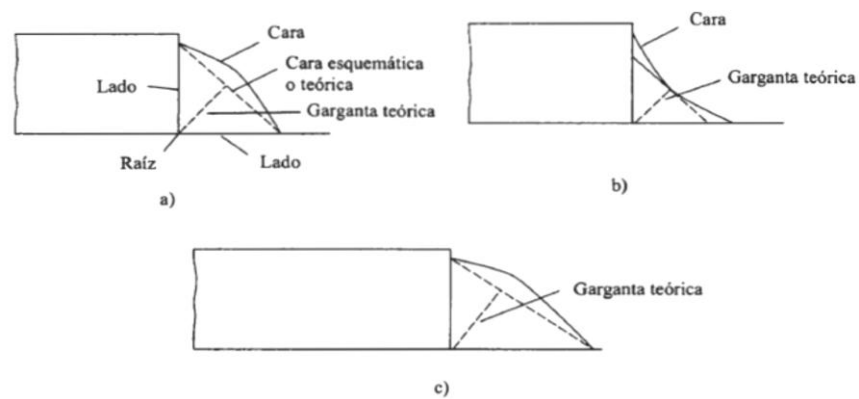


Figura 6. 32: a) superficie convexa, b) superficie cóncava c) soldadura de filete de lados

De tablas se tiene:

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

Espesor t de la plancha mas gruesa a unir (mm)	Tamaño mínimo de las soldaduras de filete D_{mín} (mm)
Hasta 6.4 (1/4" inclusive)	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" a 1/2")	5
De 12.7 a 19 (1/2" a 3/4")	6
Mayor de 19 (3/4")	8

Tabla 6. 8: Tamaño mínimo de la soldadura de filete [1]

Determinación de la garganta efectiva:

$$tw = 0,707D = 5.66 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm}$$

$$tw \text{ de tabla 2, } 10 = 13 \text{ mm}$$

Tamaño máximo de las soldaduras de filete:

$$D_{\max} = t - 2 \text{ mm}$$

$$D_{\max} = 11 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud mínima de la soldadura} = 4D = 44 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud máxima de la soldadura} = 70D = 770 \text{ mm}$$

$t < 6 \text{ mm}$	D máx. = t
$t \geq 6 \text{ mm}$	D máx. = t – 2 mm

Tabla 6. 9: Tamaño máximo de la soldadura de filete[19]

Electrodo a utilizar: E70 según la siguiente tabla.

COMPATIBILIDAD DE ELECTRODOS		
METAL BASE	ELECTRODOS	MÁXIMO F, METAL BASE (kg/cm²)
Sidetur AE 25, DIN ST 37, ST 42 ASTM A36, A53 GRADO B, A375, A500, A501, A529 y A570 grados D y E	E60xx E70xx	$F_y \leq 2.900$
Sidetur AE 35, ASTM A242, A 442, A441, A588 din st 52	E70xx	$F_y \leq 3.800$
ASTM A572, grado 65	E80xx	$F_y \leq 4.150$
ASTM A514, espesores mayores a 63 mm	E100xx	$F_y \leq 7.030$
ASTM A514 espesores iguales o menores a 63 mm	E110xx	$F_y \leq 7.030$

Tabla 6. 10: Compatibilidad de electrodos.[19]

CAPACIDAD RESISTENTE DE LA CONEXIÓN SOLDADA:

De la tabla se determina:

ELECTRODOS	RESISTENCIA LÍMITE A TRACCIÓN DEL METAL DE APORTE F_{exx} (Kg/cm ²)	ESFUERZO CORTANTE DE DISEÑO DE LA SOLDADURA ϕ F_w (Kg/cm ²)
E60xx	4.220	1.899,0
E70xx	4.920	2.214,0
E80xx	5.630	2.533,5
E90xx	6.330	2.848,5
E100xx	7.030	3.163,5
E110xx	7.730	3.478,5

Tabla 6. 11: Esfuerzos en el metal de aporte en soldadura de filete[19]

Resistencia limite a la tracción del metal de aporte $F_{E70} = 4920$ kg/cm²

Esfuerzo cortante de diseño de la soldadura $\phi f_u = 2214$ kg/cm²

$$\phi = 0.75$$

Esfuerzo cortante limite de una soldadura de filete:

$$F_v = 0,60 F_{E70} = 2952 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante de diseño:

$$\phi F_v = 0,75 \times 0,6 F_{E70} = 0,45 F_{E70} \quad (\text{Ec } 6.46)$$

$$\phi F_v = 996.3 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD DE CARGA DEL CORDÓN DE SOLDADURA:

$$R = F_v \times t_w \times L \quad (\text{Ec } 6.47)$$

$$R = 4920 \times 1.3 \times 4.4$$

$$R = 28142.4 \text{ kg}$$

RESISTENCIA DE DISEÑO:

$$\phi R = \phi F_v \times t_w \times L \quad (\text{Ec 6.48})$$

$$\phi R = 2214 \times 1.3 \times 4.4$$

$$\phi R = 12664.1 \text{ kg}$$

CAPACIDAD RESISTENTE A CORTE EN EL ÁREA AW DE LOS MIEMBROS

Resistencia por corte del metal base:

$$F_{mb} = 0,6 F_y$$

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{mb} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia en el área Aw en el metal base:

$$\phi R_{Aw} = \phi F_{mb} \times A_w$$

$$A_w = 204 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_{Aw} = 428400 \text{ kg}$$

Tipos de soldadura y esfuerzo [a]	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{BM} o F_w	Nivel de resistencia requerido [b,c]
Soldaduras de filete				
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.75	[e] $0.60 F_{Exx}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el “compatible”
Tensión c compresión al eje de la soldadura [d]	Base	0.90	F_y	

Tabla 6. 12: Resistencia de diseño de soldadura [19]

DISEÑO DE LAS PLACAS DE APOYO [19]

PRIMERA ETAPA DE CALCULO (CARGA MUERTA)

Longitud de la viga = 42.5 m

Peso propio de viga = 0.325 T/m

Peso de tablero = 1.128 T/m

Peso de acabados = 0.5468 T/m

Peso total = ppviga + p tablero + p acabados = 2 T/m

$$R_{d\text{ CM}} = R_{i\text{ CM}} = \frac{W * L}{2}$$

$$R_{d\text{ CM}} = R_{i\text{ CM}} = \frac{1.9998 * 42.5}{2}$$

$$R_{d\text{ CM}} = R_{i\text{ CM}} = 42.496 \text{ T}$$

DETERMINACIÓN DEL ÁREA NECESARIA PARA EL APARATO DE APOYO

$$A_{\text{CM}} = \frac{R_{\text{CM}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

R_{CM} = Reacción por carga muerta

σ_{adm} = Esfuerzo admisible para carga muerta = 35kg/cm²

$$A_{\text{CM}} = \frac{42496.1 \text{ kg}}{35 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{\text{CM}} = 1214.17 \text{ cm}^2$$

SEGUNDA ETAPA DE CALCULO (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

El estado de carga se obtiene colocando el camión de diseño HL-93 en la posición más desfavorable, la misma que se encuentra en los apoyos.

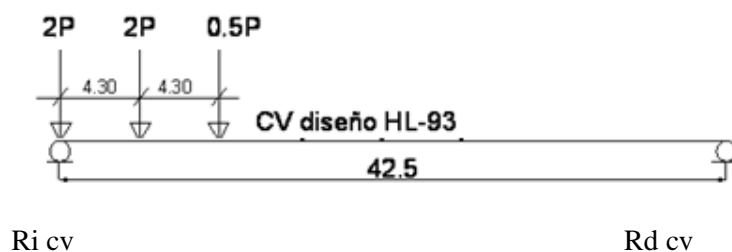


Figura 6. 33: Cargas de diseño

$$\Sigma M = R_{d\text{ cv}} = 0$$

$$42.5 (2P) + 38.2 (2P) + 33.9 (0.5P) = 42.5 R_{i\text{ cv}}$$

$$P = 7.4 \text{ T}$$

$$629 + 565.36 + 125 = 42.5 R_{i\text{ cv}}$$

$$1319.79 = 42.5 R_{i\text{ cv}}$$

$$R_{i\ cv} = 31.0539\ T$$

Determinación del área necesaria para el aparato de neopreno:

$$A_{cv + cm} = \frac{R_{cm} + R_{cv}}{\sigma_{adm}}$$

R_{cm} = Reacción por carga muerta

R_{cv} = Reacción por carga viva

σ_{adm} = Esfuerzo admisible por carga muerta mas carga viva = 56 kg/cm²

$$A_{cv + cm} = \frac{42.4961}{56} + \frac{31.1}{56}$$

$$A_{cv + cm} = 1313.39\ cm^2$$

Área de diseño: 1214.2 cm²

Según el MTOP el valor del ancho de la placa de neopreno debe ser menor que el ancho de la viga

b = ancho del ala del perfil inferior = 40 cm

w = ancho de la placa = $b - 10$ cm

$$w = 40 - 10$$

$$w = 30\ cm$$

Calculo de la longitud de la placa:

$$A = L * w$$

$$L = A / w$$

$$L = \frac{1214}{30} = 40.472\ m$$

Adoptamos $L = 45\ cm$

Calculo del área de neopreno a colocarse:

$$A = L * w$$

$$A = 45 * 30$$

$$A = 1350 \quad \text{cm}^2$$

Calculo del espesor de la placa de neopreno:

Según AASHTO LRFD:

$$t_{\max} = \frac{L}{5}$$

$$t_{\max} = \frac{42.5}{5}$$

Espesor t adoptado = 7 cm

VERIFICACIÓN DEL PREDISEÑO

Comprobación de la deformación y dureza del neopreno:

$$\sigma \text{ cm compresión real} = \frac{R_{cm}}{A}$$

$$\sigma \text{ cm compresión real} = \frac{42496}{1350}$$

$$\sigma \text{ cm compresión real} = 31.479 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ adm} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ cm compresión real} < \sigma \text{ adm} \quad \text{Si}$$

Calculo de la deformación unitaria:

La deformación unitaria vertical máxima se limita al 7%, está en función del esfuerzo máximo de compresión y de la relación entre el área del aparato de apoyo con el área perimetral correspondiente, denominándose Factor de Forma.

$$\varepsilon = \frac{A_t}{T} \leq 7\%$$

ε = Deformación unitaria

A_t = Área de la superficie

$T = \text{Área de la superficie lateral}$

Calculo del Factor de Forma:

$$FF = \frac{\text{Área de compresión}}{\text{Área lateral perimetral}}$$

$$FF = \frac{L * w}{2t * (l + w)}$$

$$FF = \frac{42,5 * 0,3}{2 * 0,07(42,5 + 0,3)}$$

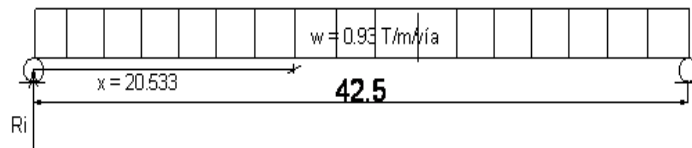
$$FF = 2.128$$

ANCLAJE DEL APARATO DE APOYO FIJO

Este aparato de apoyo se lo utiliza en el extremo derecho, el cual debe estar anclado tanto a la superestructura como a la infraestructura.

Las cargas que intervienen en el aparato de apoyo fijo es la carga equivalente.

$q = \text{carga equivalente} = 0.96 \text{ T/m/vía}$



$$\Sigma M B = 0$$

$$(R_i \text{ cv} * L) - (q * L^2)/2 = 0$$

$$R_i \text{ cv} * 42.5 - \left(\frac{0.96 * 1806}{2} \right) = 0$$

$$R_i \text{ cv} * 42.5 - 867 = 0$$

$$R_i \text{ cv} = 20.4 \quad \text{T/viga}$$

Determinación de la fuerza de frenado:

- considerando el camión tipo:

$$F_r = 0,25 (W_c)$$

$$(Ec \ 6.50)$$

$$W_c = 2P + 2P + 0,5P \quad P = 7.4T$$

$$W_c = 14.8 + 14.8 + 3.7$$

$$W_c = 33.3 \text{ T}$$

$$Fr = 0.25 * 33.3$$

$$Fr = 8.325 \text{ T / vía}$$

- considerando la carga equivalente:

$$L = 42.5 \text{ m}$$

$$Fr = 0,05(w \text{ total})$$

$$Fr = 0.05 * (0,93 * 42,5 + 33,3)$$

$$Fr = 3.705 \text{ T/vía}$$

$$Fr = 0,05(w \text{ total})$$

$$Fr = 0.05 * R_{cv}$$

$$Fr = 0.05 * 744,6$$

$$Fr = 1.02 \text{ T/viga}$$

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE PARA CADA APARATO DE APOYO: [20]

$$V = \frac{Fr * ancho \text{ de puente}}{No \text{ de aparatos de apoyo}}$$

$$ancho \text{ del puente} = 11.4 \text{ m}$$

$$No \text{ de aparatos de apoyo} = 5$$

$$V = \frac{1.02 * 11.4}{5}$$

$$V = 2.326 \text{ T}$$

Determinación de la armadura de anclaje:

$$Av = \frac{V}{F_s * \mu}$$

V = corte transmitido en el plano

Fs = Área del hormigón donde se transmite el corte,

μ = Coeficiente de rozamiento del hormigón = 1.00

$$Av = \frac{2.253 * 10^3}{1350 * 1.00}$$

$$Av = 1.723 \text{ cm}^2$$

CONTROL DEL DESLIZAMIENTO EN LA PLACA DE NEOPRENO

DESLIZAMIENTO POR TEMPERATURA:

δt = deslizamiento por temperatura

$$\delta t = \alpha T * \Delta t * L \quad (\text{Ec 6.51})$$

αT = Coeficiente de dilatación lineal del hormigón por temperatura (/ °C)= 0.00001117

L = longitud del puente

Δt = Variación de temperatura del sector de implantación del puente = **16 °C**

$$\delta t = 1\text{E-}05 * 16 * 42.5$$

$$\delta t = 0.008 \text{ m}$$

$$\delta t = 0.76 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta t * 2$$

$$\delta_{\text{total}} = 1.519 \text{ cm}$$

Deslizamiento admisible:

$$\delta_{\text{adm}} = \frac{T}{2}$$

t = espesor de la placa de neopreno = 7 cm

$$\delta_{\text{adm}} = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} \leq \delta_{\text{adm}} \text{ Si}$$

DESLIZAMIENTO POR FRENADO:

$$CV = \text{carga equivalente} * L$$

$$CV = 0.96 * 42.5$$

$$CV = 40.8 \quad T/vía$$

Reacción por carga viva en viga:

$$Rcv/viga = (q * L) / 2 = 40,8/2$$

$$Rcv/viga = 20.4T/viga$$

$$Fr = 0,05(Rcv/viga)$$

$$Fr = 0.05 * (20,4)$$

$$Fr = 1.02 \text{ T/viga}$$

Deformación por frenado:

$$\delta Fr = \frac{Fr / \text{Apoyo} * t}{G * A}$$

Fr/apoyo = Fuerza de frenado en el apoyo

$$Ff/apoyo = \frac{Fr}{2}$$

$$Ff/apoyo = \frac{1,02 \times 10^3}{2}$$

$$Ff/apoyo = \frac{1020}{2}$$

$$Ff/apoyo = 510 \text{ kg/apoyo}$$

t = Espesor de la placa de neopreno

G = Modulo de elasticidad transversal de la placa de neopreno de 70° = 15 Kg / cm²

A = área de la placa

$$\delta Fr = \frac{510 * 7}{15 * 1350}$$

$$\delta Fr = 0.176 \text{ cm}$$

COMPROBACIÓN DE LA DEFORMACIÓN REAL:

$$\delta C_p = (1,9 * \sigma_{cm} * z) / (5G * w * L)$$

δC_p = Capacidad de deslizamiento admisible de la placa de Neopreno

σ_{cm} = reacción por carga muerta = 31.5kg/cm²

$$\delta C_p = \frac{1.9 * 31.479 * 7}{13 * 15 * 2 * 42.5}$$

$$\delta C_p = 0.047 \text{ cm}$$

$$\delta_{temperatura} + \delta_{frenado} \leq \delta_{amd}$$

$$1.51912 + 0.1763 = 3.5$$

$$1.69542 \leq 3.5 \quad \text{Si}$$

6.3. CÁLCULO DE INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN

6.3.1. ESTRIBOS, MUROS DE ALA Y PILAS

La infraestructura del puente está constituida por estribos y muros de ala que están compuestos por pantalla maciza, cabezal y la cimentación.

DISEÑO DE ESTRIBOS

Los estribos se diseñan para que la superestructura se apoye sobre estos. Estos elementos están constituidos de hormigón armado y para su diseño se considera los siguientes datos:

- Esfuerzo de compresión del hormigón: 280 kg/cm²
- Esfuerzo límite de fluencia del acero: 4200 kg/cm² Del estudio entregado por el MTOP obtenemos los siguientes datos:
- Esfuerzo admisible del suelo (q_a): 25 Ton/m²
- Cota de cimentación: 2511.500 m.s.n.m (Tanto para la margen derecha e izquierda)
- Cota de rasante: 2520.00 m.s.n.m
- Altura de estribo: 8.50 m
- Suelo de cimentación : Arena limosa, grava, material granular
- Peso específico del suelo (γ_s): 1.7 Ton/m³
- Sobrecarga: HL-93

PREDIMENSIONADO

Para la altura de $H = 8.50$ m probamos una sección preliminar de estribo según Baker 1997 :

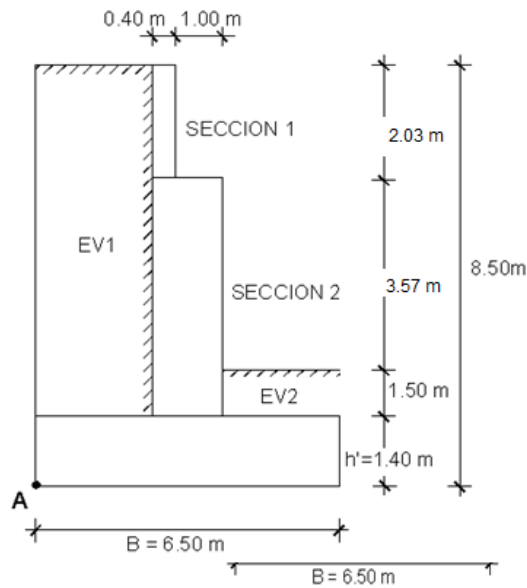


Figura 6. 34 Dimensiones adoptadas para el estribo

Para la altura de zapata (h') determinamos con la siguiente expresión:

$$h' = H/8 - H/6$$

Donde:

H = altura total del estribo = 8.50 m

$$h' = 8.50/8 - 8.50/6 = 1.25 - 1.66$$

Adoptamos un $h' = 1.30$ m por estabilidad de la estructura

Para $t = H/12 = 8.50/12 = 0.83$ m asumimos un valor de $t = 0.40$ m.

El valor del espesor de pantalla del estribo (d) determinamos con $d = e/10$

Donde:

e = Altura del estribo descontando la altura de la zapata = 7.10m

$$d = 8.60/10 = 0.76 = m$$

Para el prediseño asumimos un valor de $d = 1.40$ m

El valor de la base de la zapata (B) se recomienda que varié entre $1/2H$ y $2/3H$ así se tiene el siguiente valor (AASHTO LRFD 11.5.4).

$$B = \frac{1}{2} * H = \frac{1}{2} * 8.50 = 5.67 \text{ m}$$

Como se tiene un esfuerzo admisible del suelo de $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$, adoptamos un valor de $B = 6.50$ m

$$N_{\min} = \text{longitud mínima de cajuela} = 20 + 0.0017 * L \text{ (cm)}$$

$$L = \text{longitud del puente en cm} = 8500 \text{ cm}$$

Por lo tanto

$$N = \text{Longitud mínima de cajuela (cm)}$$

$$L = \text{Longitud del puente (cm)}$$

$$N_{\min} = 20 + (0.0017 * 85) = 34.45 \text{ cm} \cong 0.34 \text{ m}$$

En nuestro caso la longitud de la placa de neopreno es de 0.45 m en la dirección del eje longitudinal del puente por lo que adoptamos un valor de 1.00 m para mas seguridad.

Determinación de las cargas aplicadas sobre el estribo.

Reacciones por Carga Muerta

$$\text{Tablero: } 11.40\text{m} * 0.20\text{m} * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 5.47/5 = 1.09 \text{ T/ml}$$

$$\text{Parapeto: } 0.32 \text{ m}^2 * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 0.75/5 = 0.15 \text{ T/ml}$$

$$\text{Bordillo: } 0.25 \text{ m} * 0.15 * 2.4\text{Ton/m}^3 * 1\text{m} = 0.10/5 = 0.02 \text{ T/ml}$$

$$\text{viga : } 0,300 * 1,00 * 0,03 * 7,85 = 0.07065 \text{ T/m}$$

$$1,700 * 1,00 * 0,01 * 7,85 = 0.16014 \text{ T/m}$$

$$0,400 * 1,00 * 0,03 * 7,85 = 0.0942 \text{ T/m}$$

$$\text{Pp de viga:} = 1.45 \text{ T/ml}$$

$$\text{Guardavía} = 0.075 \text{ T/ml}$$

$$\Sigma \text{pesos/ml} = 1.09 + 0.15 + 0.02 + 1.45 + 0.075 = 2.785 * 2 = 5.58 \text{ T/ml}$$

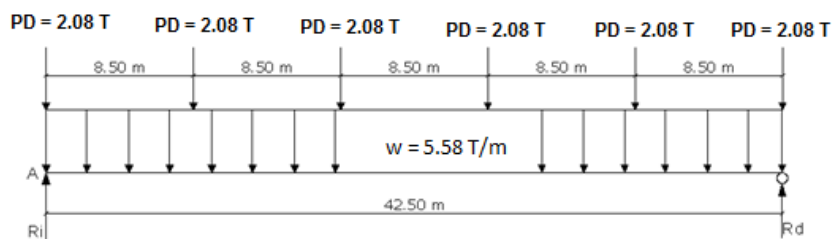


Figura 6. 35 Ubicación de Carga muerta de la superestructura

$$CM = \Sigma \text{pesos/ml} * L$$

L tramo1= longitud tramo 2 = 42.50 m

Entonces:

$$CM = 5.58 \text{ T/ml} * 42.5 \text{ m} = 237.2 \text{ Ton-m}$$

$$PD = \text{peso del diafragma} = 1.03 \text{ Ton}$$

- **Determinación de las Reacciones**

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_i = \frac{(237.20 * 22.5) + 2.08(8.5 + 17 + 25.5 + 34 + 42.5)}{42.5}$$

$$R_i = 121.70 \text{ T/viga}$$

- **Calculo de la carga muerta total**

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = R_i * \# \text{ vigas}$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 121.700 * 10$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 1217.0 \text{ T.}$$

Esta carga la dividimos para la longitud total del estribo para determinar la carga repartida por metro lineal (en la dirección del eje transversal del puente).

$$R_{CM/ml} = R_{CM \text{ TOTAL}} / L_E$$

$$L_E = \text{longitud estribo} = 23 \text{ m}$$

$$R_{CM/ml} = 1217/23$$

$$R_{CM/ml} = 52.9 \text{ T/ml}$$

Reacción por Capa de rodadura (DW)

$$C_m (DW) = (0.05 * 10.65 * 2.25 \text{ Ton/m}^3) * 2 = 0.48 \text{ Ton/m}$$

$$C_m (DW) = 0.48 * 42.5 = 20.37 \text{ Ton/m}$$

$$R_i = \frac{(20.37 * 22.5) + 2.08(8.5 + 17 + 25.5 + 34 + 42.5)}{42.5}$$

$$R_i = 13.27 \text{ T/viga}$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = R_i * \# \text{ vigas}$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 13.27 * 10$$

$$R_{CM \text{ TOTAL}} = 132.7 \text{ T.}$$

Esta carga la dividimos para la longitud total del estribo para determinar la carga repartida por metro lineal (en la dirección del eje transversal del puente).

$$R_{CM/ml} = R_{CM\ TOTAL} / L_E$$

L_E = longitud estribo = 23 m

$$R_{CM/ml} = 132.7/23$$

$$R_{CM/ml} = 5.77\ T/ml$$

Reacciones por Carga viva

Se requiere calcular las reacciones correspondientes con la posición más crítica del camión HL-93, colocando el eje más pesado sobre el tablero de manera que coincida con el eje del aparato de apoyo.

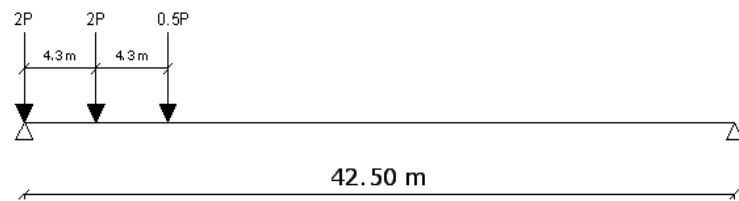


Figura 6. 36 Posición de la carga Viva (HL – 93)

Donde:

$$P = 7.4\ \text{Ton}$$

$$R_{CV/Via} = \frac{(2 * 7.4 * 42.5) + (2 * 7.4 * 38.2) + (0.5 * 7.4 * 33.9)}{42.5}$$

$$R_{CV/Via} = 31.05\ \text{Ton/vía}$$

La reacción por CV total es:

$$R_{CV\ TOTAL} = R_i * \# \text{ vigas}$$

$$R_{CM\ TOTAL} = 31.05 * 10$$

$$R_{CM\ TOTAL} = 310.50\ \text{Ton/viga}$$

La carga viva por ml será:

$$R_{CV/ml} = 130.50/23$$

$$R_{CV/ml} = 13.50\ \text{Ton/ml}$$

Determinación del Coeficiente activo del suelo k_a

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \phi)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta)]} \quad (\text{Ec } 5.59)$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna = 30

δ = Angulo de fricción entre el suelo y el muro = 24 (AASHTO Tabla 3.11.5.3-1)

β = Angulo del material del suelo con la horizontal = 0

θ = Angulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90

Luego:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\phi - \delta)\text{sen}(\phi + \beta)}} \right]^2 \quad (\text{Ec. 5.60a})$$

Para $\beta = 0$ y $\theta = 90$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}\phi}{\cos\delta}} \right]^2 \quad (\text{Ec 5.60b})$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(30 + 24)\text{sen}30}{\cos24}} \right]^2 = 2.77$$

Remplazando en (Ec 5.3.2) y para $\theta = 90$

$$k_a = \frac{\cos^2\phi}{\Gamma\cos\delta}$$

$$k_a = \frac{\cos^230}{2.77 * \cos24} = 0.296$$

Sobrecarga Viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie de relleno perpendicular al tráfico por lo que agregamos una altura equivalente (h_{eq}) de suelo.

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Tabla 6. 13 Altura equivalente para carga vehicular

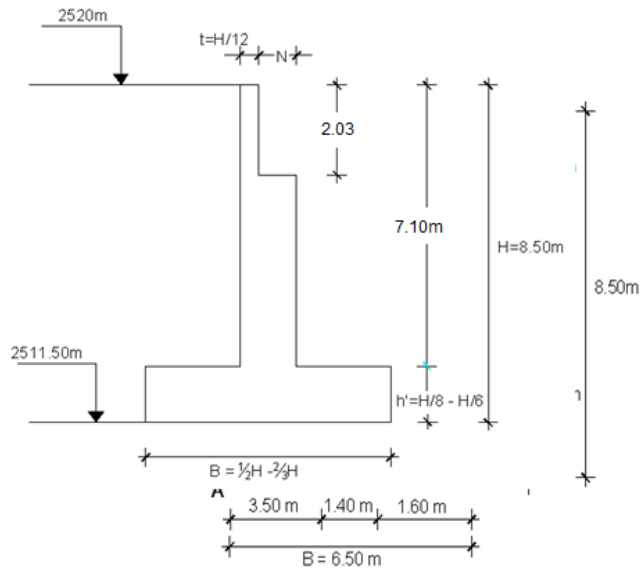


Figura 6.36 Cargas Verticales y Horizontales actuantes

Cargas verticales:

- Estribo

$$DC1 = 0.4 \cdot 2.03 \cdot 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 1.95 \text{ T/m}$$

$$DC2 = 1.4 \cdot 5.07 \cdot 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 17.04 \text{ T/m}$$

$$DC3 = 6.5 \cdot 1.40 \cdot 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 21.84 \text{ T/m}$$

- Carga muerta de la superestructura del puente:

$$R_{cm} = 52.9 + 5.77 = 58.69 \text{ T/m}$$

- Cargas EV (presión vertical por carga muerta del terreno)

$$EV1 = 3.5 \cdot 7.10 \cdot 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 42.25 \text{ T/m}$$

$$EV2 = 1.60 \cdot 1.5 \cdot 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 4.08 \text{ T/m}$$

- Carga EH (presión lateral del terreno)

Por 8.50 m de terreno

$$EH = k_a \cdot H^2 \cdot \frac{\gamma}{2}$$

$$EH1y = EH1 \cdot \sin \delta = 0.296 \cdot 8.50^2 \cdot 1.7/2 \text{ Ton/m}^3 \cdot 0.5 \cdot \sin(24) = 7.39 \text{ Ton/m}$$

- Cargas LL (carga viva de la superestructura del puente)
Rcv = 13.50 Ton/m
- Carga LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)
 $LS = 3.5 * 0.6 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 = 3.57 \text{ Ton/m}$

RESUMEN CARGAS VERTICALES				
CARGA	TIPO	Fv (T/m)	X (m)	Mv(T-m/m)
DC1	DC	1.9488	3.7	7.21056
DC2	DC	17.0352	4.2	71.55
DC3	DC	21.84	3.25	70.98
Pcm	DC	58.69	4.4	258.23
EV1	EV	42.25	1.75	73.93
EV2	EV	4.08	5.70	23.26
EHy	EH	7.39	6.50	48.06
PL	LL	13.50	4.40	59.41
LS	LS	3.57	1.75	6.25
Σ		170.30		618.86

Tabla 6. 14. Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A.

Cargas Horizontales:

- Cargas EH (presión lateral del terreno)
Por 8.50 m de terreno

$$EH = k_a * H^2 * \frac{\gamma}{2}$$

$$EH_{1x} = 0.296 * (8.5\text{m})^2 * 1.7/2 \text{ Ton/m}^3 * \cos(24) = 16.61 \text{ T/m}$$

- Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$LS = k_a * H * h_{eq} * \gamma$$

$$LS = 1.7 \text{ Ton/m}^3 * 0.6 * 8.5 * 0.296 = 2.57 \text{ T.}$$

- Cargas BR (fuerza de frenado)

$$BR1 = 25\% * 33.20 \text{ Ton} * 6 * 1.0 = 49.80 \text{ T}$$

$$BR2 = 25\% * 22.40 \text{ Ton} * 6 * 1.0 = 33.60 \text{ T}$$

$$BR3 = 5\% * 33.20 \text{ Ton} * (85 \text{ m} * 0.96 \text{ Ton/m}) * 6 * 1.0 = 34.44 \text{ T}$$

$$BR4 = 5\% * 22.40 \text{ Ton} * (85 \text{ m} * 0.96 \text{ Ton/m}) * 6 * 1.0 = 31.20 \text{ T}$$

$$BR/ml = BR1/B$$

$$BR/ml = 49.80 \text{ T/23m}$$

$$BR/ml = 2.17 \text{ T/m}$$

RESUMEN CARGAS HORIZONTALES				
CARGA	TIPO	Fh (Ton/m)	Y _A (m)	M _H (Ton-m/m)
EH _{IX}	EH	16,61	2,83	47,05
LS	LS	2,57	4,25	10,91
BR	BR	2,17	10,3	22,30
Σ		26,53		80,26

Tabla 6. 15: Momento Vertical y Horizontal respecto al punto A

Estados límites aplicables y combinaciones de carga

1.- Puente sin prestar servicio: Actúa (Pp estribo, suelo de relleno (EV), empuje del suelo (EH), reacción de carga muerta de la superestructura (Rcm)

$$\text{Resistencia Ia} = 0.9DC + 1.0EV + 1.5EH + 1.75LS \quad (\text{mínimos})$$

$$\text{Resistencia IIb} = 1.25DC + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LS \quad (\text{máximos})$$

$$\text{Resistencia IIIa} = 0.9DC + 1.0EV + 1.5EH \quad (\text{mínimos})$$

$$\text{Resistencia IIIb} = 1.25DC + 1.35EV + 1.5EH \quad (\text{máximos})$$

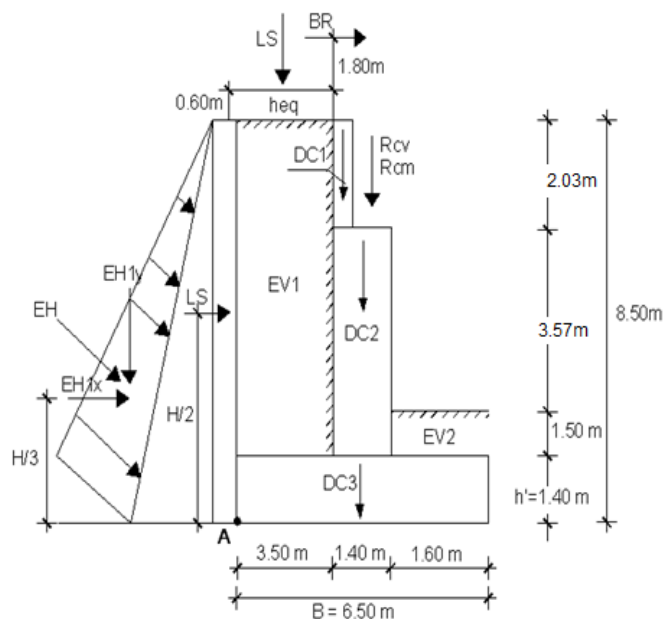


Figura 6. 37. Cargas actuantes en Estribo

TIPO	DC				EV		EH	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	EHy	LS	
Fv (t/m)	1.9488	17.0352	21.84	58.69	42.25	4.08	7.39	3.57	Σ
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1.00	1.5	1.75	Vu
	1.75	15.33	19.66	52.82	42.25	4.08	11.09	6.25	153.22
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	1.75	
	2.436	21.294	27.3	73.36	57.03	5.51	11.09	6.25	204.27
Resistencia IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1.00	1.5	0	
	1.75392	15.3317	19.656	52.819	42.245	4.08	11.09	0	146.98
Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	0	
	2.436	21.294	27.3	73.36	57.03	5.51	11.09	0	198.02

Tabla 6. 16 Fuerzas verticales (Fv)

TIPO	DC				EV		EH	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	EH1y	LS1	
Mv (t/m)	7.21056	71.55	70.98	258.23	73.93	23.26	48.06	6.25	Σ
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1.5	1.75	Mvu
	6.49	64.39	63.88	232.40	73.93	23.26	72.1	10.93	547.37
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	1.75	
	9.01	89.43	88.725	322.8	99.80	31.4	72.1	10.93	724.17
Resistencia IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1.5	0	
	6.4895	64.39	63.882	232.4	73.929	23.26	72.087	0	536.44
Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	0	
	9.01	89.43	88.725	322.78	99.80	31.4	72.087	0	713.24

Tabla 6. 17 : Momento estabilizador por cargas verticales Mvu

TIPO	EH	
CARGA	EH1x	
Fh (t/m)	16.61	Σ
Resistencia Ia	1.5	Fhu
	24.91	24.91
Resistencia Ib	1.5	
	24.91	24.91
Resistencia IIIa	1.5	
	24.91	24.91
Resistencia IIIb	1.5	
	24.91	24.91

Tabla 6. 18 Cargas horizontales Fh

TIPO	EH	
CARGA	EH1x	
Mh (t/m)	47.05	Σ
Resistencia Ia	1.5	Mhu
	70.58	70.58
Resistencia Ib	1.5	
	70.58	70.58
Resistencia IIIa	1.5	
	70.58	70.58
Resistencia IIIb	1.5	
	70.58	70.58

Tabla 6. 19: Cargas horizontales Mhu

Chequeo de estabilidad y Esfuerzos

d) Vuelco alrededor del punto A

Será estable si:

$$e \leq 3B/8$$

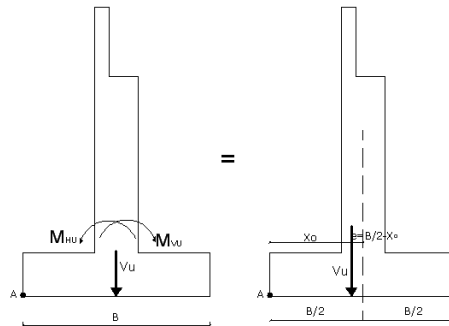


Figura 6. 38 Carga actuante en base de estribo.

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$xo = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - xo$	$e = 3B/8$
Resistencia Ia	153.22	547.37	70.58	3.11	0.14	2.44
Resistencia Ib	204.27	724.17	70.58	3.20	0.05	2.44
Resistencia III	146.98	536.44	70.58	3.17	0.08	2.44
Resistencia IIIb	198.02	713.24	70.58	3.25	0.00	2.44

Tabla 6. 20: calculo Vuelco alrededor del punto A

Aplicando factor de seguridad FSV

$$FSV = \frac{Mvu}{Mhu} > 2.00$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	FSV	Factor de seguridad
Resistencia Ia	153.22	547.37	70.58	7.76	2
Resistencia Ib	204.27	724.17	70.58	10.26	2
Resistencia III	146.98	536.44	70.58	7.60	2
Resistencia IIIb	198.02	713.24	70.58	10.11	2

Tabla 6. 21: Cálculo factor de seguridad

a) Deslizamiento en base del Estribo alrededor del punto A

Será estable si:

$$F_f > Fhu$$

Con:

$$\mu = tg\delta = tg(24)$$

$$\phi_T = 0.8$$

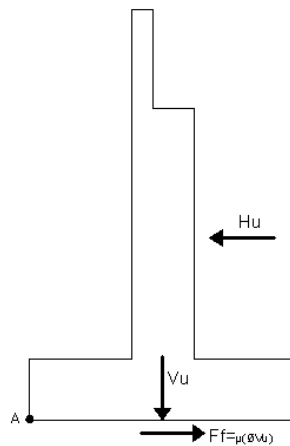


Figura 6. 39 Carga actuante en base de estribo por deslizamiento

ESTADO	Fvu (Ton/m)	<i>RESISTENTE</i> (kg / m) $F_f = \mu(\phi_r Vu)$	<i>ACTUANTE</i> (Ton / m) H_u
Resistencia Ia	153.22	54.58	24,91 Si
Resistencia Ib	204.27	72.76	24,91 Si
Resistencia III	146.98	52.35	24,91 Si
Resistencia IIIb	198.02	70.53	24,91 Si

Tabla 6. 22 Deslizamiento en base del estribo

Aplicando factor de seguridad FSD

$$FSD = 0.6 \frac{Fvu}{Fhu} > 1.50$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Fhu (Ton/m)	FSD	Factor seguridad
Resistencia Ia	153.22	24.91	3.69	1.5
Resistencia Ib	204.27	24.91	4.92	1.5
Resistencia III	146.98	24.91	3.54	1.5
Resistencia IIIb	198.02	24.91	4.77	1.5

Tabla 6. 23. Cálculo del Factor de seguridad

b) Presiones actuantes en base de estribo

Estable si:

$$qa \geq q_{max}$$

$$h' = 1.40 \text{ m}$$

$$B = 6.50 \text{ m}$$

$$qa = 25 \text{ Ton/m}^2$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q_{\max} = \frac{P}{B \cdot h} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e}{h \cdot B^2}$	
						qmax	qmin
Resist. Ia	153.22	547.37	70.58	3.11	0.14	18.99	14.69
Resist. Ib	204.27	724.17	70.58	3.20	0.05	23.49	21.41
Resist. III	146.98	536.44	70.58	3.17	0.08	17.35	14.95
Resist. IIIb	198.02	713.24	70.58	3.25	0.00	21.85	21.67

Tabla 6. 24 Presión actuante en base del estribo

2.- Puente con servicio: Pp estribo, EV, EH, Rcm, Rcv, LS, BR (fuerza de frenado)

Resistencia Ia = 0.9DC + 1.0EV + 1.5EH + 1.75LS (mínimos)

Resistencia IIb = 1.25DC + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LS (máximos)

Resistencia IIIa = 0.9DC + 1.0EV + 1.5EH (mínimos)

Resistencia IIIb = 1.25DC + 1.35EV + 1.5EH (máximos)

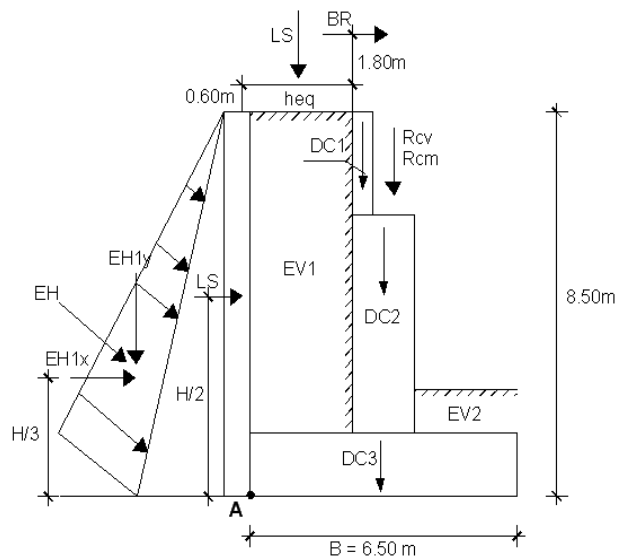


Figura 6. 40 Cargas actuantes en Estribo

TIPO	DC				EV		EH	Rcv	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Rcm	EV1	EV2	EHy	LL	LS	
Fv (T/m)	1.9488	17.0352	21.84	67.71	42.25	4.08	7.39	13.50	3.57	Σ
Resist. Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1.5	0	1.75	Fvu
	1.75	15.33	19.66	52.82	42.25	4.08	11.09	0.00	6.25	153.22
Resist. Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	1.75	1.75	
	2.436	21.294	27.3	73.36	57.031	5.508	11.09	23.63	6.25	227.89
Resist. IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1.5	0	0	
	1.75392	15.3317	19.656	52.819	42.245	4.08	11.09	0	0	146.98
Resist. IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	0	0	
	2.436	21.294	27.3	73.36	57.031	5.508	11.09	0	0	198.02

Tabla 6. 25 Fuerzas verticales (Fv)

TIPO	DC				EV		EH	Pcv	LS	
CARGA	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	EH1y	LL	LS1	
Mv (T/m)	7.21	71.55	70.98	297.93	73.93	23.26	48.06	59.41	6.25	Σ
Resist. Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1.5	0	1.75	Mvu
	6.49	64.39	63.88	232.40	73.93	23.26	72.1	0.0	10.93	547.37
Resist. Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.5	1.75	1.75	
	9.0132	89.4348	88.725	322.78	99.804	31.4	72.1	104.0	10.93	828.14
Resist. IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1.5	0	0	
	6.4895	64.3931	63.882	232.4	73.929	23.26	72.087	0	0	536.44
Resist. IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.50	0.00	0.00	
	9.01	89.43	88.73	372.41	99.80	31.40	72.09	0.00	0.00	762.87

Tabla 6. 26 Momento estabilizador por cargas verticales Mvu

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EHx	LS2	BR	
Fh (t/m)	16.61	2.57	2.17	Σ
Resistencia Ia	1.5	1.75	1.75	Fhu
	24.91	4.49	3.79	33.19
Resistencia Ib	1.5	1.75	1.75	
	24.91	4.49	3.79	33.19
Resistencia IIIa	1.5	0	0	
	24.91	0	0	24.91
Resistencia IIIb	1.5	0	0	
	24.91	0	0	24.91

Tabla 6. 27 Cargas horizontales

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EHx	LS	BR	
MH (t/m)	47.05	10.91	22.30	Σ
Resistencia Ia	1.5	1.5	1.75	Mhu
	70.58	16.36	39.028	125.96
Resistencia Ib	1.5	1.5	1.75	
	70.58	16.36	39.028	125.96
Resistencia IIIa	1.5	1.5	0	
	70.58	16.36	0	86.936
Resistencia IIIb	1.5	1.5	0	
	70.58	16.36	0	86.936

Tabla 6. 28 Cargas horizontales

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

- c) Vuelco alrededor del punto A

Será estable si:

$$e \leq 3B/8$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$e \leq 3B/8$
Resistencia Ia	153,22	547,37	125,96	2,75	0,50	1.625
Resistencia Ib	227,89	828,14	125,96	3,08	0,17	1.625
Resistencia III	146,98	536,44	86,94	3,06	0,19	1.625
Resistencia IIIb	198,02	713,24	86,94	3,16	0,09	1.625

Tabla 6. 29 Cálculo de excentricidad.

Aplicando factor de seguridad FSV

$$FSV = \frac{Mvu}{Mhu} > 2.00$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	FSV	FS
Resistencia Ia	153,22	547,37	125,96	4,35	2
Resistencia Ib	227,89	828,14	125,96	6,57	2
Resistencia III	146,98	536,44	86,94	6,17	2
Resistencia IIIb	198,02	713,24	86,94	8,20	2

Tabla 6. 30 Cálculo de factor de seguridad

d) Deslizamiento en base del Estribo alrededor del punto A
Será estable si: $F_f > F_{hu}$

Con:

$$\mu = tg\delta = tg(24)$$

$$\phi_T = 0.8$$

ESTADO	Vu (kg/m)	<i>RESISTENTE (kg / m)</i> $F_f = \mu(\phi_T Vu)$	<i>ACTUANTE (Ton / m)</i> Hu
Resistencia Ia	153,22	54,58	33,19 SI
Resistencia Ib	227,89	81,17	33,19 SI
Resistencia III	146,98	52,35	24,91 SI
Resistencia IIIb	198,02	70,53	24,91 SI

Tabla 6. 31 Cálculo de presión actuante.

Aplicando factor de seguridad FSD

$$FSD = 0.6 \frac{Fvu}{Fhu} > 1.50$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Fhu (Ton/m)	FSD	FS
Resistencia Ia	153,22	33,19	2,77	1,5
Resistencia Ib	227,89	33,19	4,12	1,5
Resistencia III	146,98	24,91	3,54	1,5
Resistencia IIIb	198,02	24,91	4,77	1,5

Figura 6. 41 Determinación de factor de seguridad

b) Presiones actuantes en base de estribo

Estable si:

$$qa \geq qmax$$

$$h' = 1.40 \text{ m}$$

$$B = 6.50 \text{ m}$$

$$qa = 25 \text{ Ton/m}^2$$

ESTADO	Fvu (Ton/m)	Mvu (Ton-m/m)	Mhu (Ton-m/m)	$x_o = \frac{Mvu - Mhu}{Fvu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q_{max} = \frac{P}{B * h} \pm \frac{6 * P * e}{h * B^2}$	
						qmax	qmin
Resis. Ia	153,22	547,37	125,96	2,75	0,50	24,60	9,07
Resist. IIIa	146,98	536,44	86,94	3,06	0,19	19,01	13,29
Resist. IIIb	198,02	713,24	86,94	3,16	0,09	23,51	20,01

Tabla 6. 32 Cálculo de capacidad portante máxima y mínima

CALCULO DE LA FUERZA SÍSMICA

$$EQ = W * A * S$$

Donde:

EQ = fuerza sísmica aplicada en el centro de gravedad de la sección, en la dirección que se produzca el efecto crítico.

A = coeficiente que depende de la región sísmica donde se ubica el proyecto y el tipo de estructura
 $= 0.40$

S = Factor numérico que depende del tipo de estructura que resiste el sismo $= 1.00$

W = carga muerta, peso del elemento considerado $= 67.71$ Ton

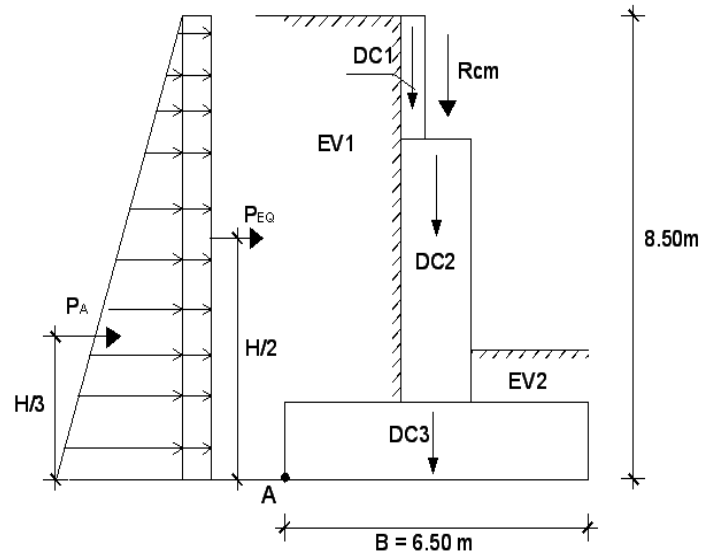


Figura 6. 42 . Cargas actuantes en Estribo

- SUPERESTRUCTURA**

$$EQ = 67.71 * 0.4 * 1.00$$

$$EQ = 27.08 \text{ Ton}$$

$$hs = \text{altura base inferior zapata} - \text{base} = 4.60 \text{ m}$$

$$Meq-s = EQ * hs$$

$$Meq-s = 27.08 * 4.60 = 125.57 \text{ Ton-m}$$

- INFRAESTRUCTURA:** Solo Estribo, Y = Distancia desde base inferior de zapata

CARGA	TIPO	P (T/m)	Y (m)	M=P*Y
DC1	DC	1.95	7.49	14.59
DC2	DC	17.04	3.94	67.03
DC3	DC	21.84	0.70	15.29
□		40.82		96.91

$$EQ = kh \cdot \Sigma P$$

Donde:

$$kh = \text{Coeficiente de aceleración vertical} = 0.5 A = 0.4 \cdot 0.5 = 0.20$$

$$EQ = 0.20 \cdot 39.70$$

$$EQ = 7.94 \text{ Ton}$$

$$hi = \text{altura promedio de Estribo} = 89.88/39.70 = 2.26 \text{ m}$$

$$Meq-i = 7.94 \cdot 2.26 = 17.98 \text{ Ton-m}$$

- SUELO: Método Monobe-Okabe**

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 - \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna} = 30$$

$$\delta = \text{ángulo de fricción entre suelo y estribo} = 0$$

$$\beta = \text{ángulo de inclinación del muro} = 0$$

$$H = \text{altura del terreno} = 8.50 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{peso unitario del terreno} = 1.7 \text{ Ton/m}^3$$

$$A = \text{Coeficiente sísmico de aceleración horizontal}$$

$$k_h = \text{coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5 A = 0.5 \cdot (0.49) = 0.20$$

$$k_v = \text{coeficiente de aceleración vertical} = 0$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 11.30$$

d) Cálculo de empuje activo

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.33$$

e) Cálculo de la presión lateral del terreno, considerando 1 m de longitud de estribo.

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a$$

$$P_A = \frac{1}{2} * 1.7 * 8.5^2 * 0.33 = 20.47 \text{ Ton}$$

Aplicada en $H/3 = 8.5/3 = 2.83 \text{ m}$

f) Cálculo de la fuerza sísmica.

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(30 - 11.3 - 0)}{\cos(11.30) \cos^2(0) \cos(0 + 0 + 11.3) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 0) \sin(30 - 11.30 - 1)}{\cos(0 + 0 + 11.3) \cos(1 - 0)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.482$$

Luego la fuerza sísmica es:

$$P_{EQ} = P_{AE} - P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 (k_{AE} - k_a)$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} * 1.7 * 8.5^2 (0.482 - 0.33) = 9.13 \text{ Ton}$$

Aplicada a $H/2 = 8.5/2 = 4.25 \text{ m}$

Chequeo de estabilidad y presiones cuando el puente esta en servicio: DC + EH + EQ:

$$F_v = \Sigma DC + R_{cm} = 40.82 + 58.69 = 99.51 \text{ T}$$

$$M_v = \Sigma M_{DC} = 408 \text{ T-m}$$

$$F_h = E_{Q_{suelo}} + E_{Q_{estribo}} + EH = 9.13 + 8.16 + 20.47 = 37.76 \text{ T}$$

$$M_h = M_{eq} = 138.400 \text{ T-m}$$

FACTORES DE SEGURIDAD

- Deslizamiento

$$FSD = \frac{F_v \times 0.6}{F_h}$$

$$FSD = \frac{99.51 \times 0.6}{37.76}$$

$$FSD = 1.58 > 1.50 \text{ BIEN}$$

Volcamiento

$$FSV = \frac{\Sigma M_v}{M_h}$$

$$FSV = \frac{408}{142.5138.46}$$

$$FSV = 2.95 > 2 \quad \text{si}$$

- Presiones

$$x = \frac{M_v - M_h}{F_v} = \frac{408 - 138.4}{99.51} = 2.71 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = \frac{6.5}{2} - 2.71 = 0.54 \text{ m}$$

$$q_{1,2} = \frac{F_v}{B * h} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$q_1 = \frac{99.51}{6.5 * 1.4} * \left(1 + \frac{6 * 0.54}{6.5} \right) = 16.40 < 25 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_1 = \frac{99.51}{6.5 * 1.4} * \left(1 - \frac{6 * 0.54}{6.5} \right) = 5.47 < 25 \text{ Ton/m}^2$$

DISEÑO DE PANTALLA Y CABEZAL

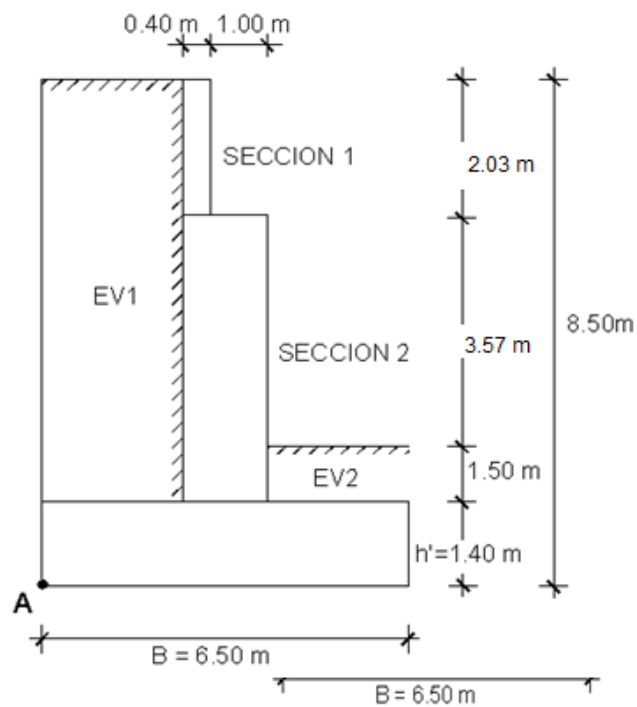


Figura 6. 43 Cargas actuantes para el diseño de la pantalla

Para el diseño utilizamos la combinación de cargas:

$$I_a = n [1,25DC + 1,35EV + 1,75LS]$$

$$I_b = n [1,50EH + 1,75LS]$$

$$I_c = n [1,25DC + 1,0EQ]$$

SECCIÓN	FUERZA	BRAZO	MOMENTO
	T/m	m	T-m/m
1 h = 2,5	W1 = 1,95	0,25	0,49
	LS = 0,75	1,25	0,94
	EH = 1,57	0,83	1,31
	EQsuel= 0,34	1,25	0,43
	EQ est= 0,77952	1,25	0,97
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EV+1,75LS]		2,90
	Ib = n[1,50EH+1,75LS]		3,71
	Ic = n[1,25DC+1EQ]		2,01
	Mu diseño		3,71
h = 4,6	W1 = 1,9488	0,25	0,4872
	W2 = 17,04	0,7	11,92464
	LS = 1,39	2,3	3,19
	EH = 5,32	1,53	8,16
	EQsuel= 0,34	4,8	1,632
	EQ est= 6,81	4,8	32,71
	Estado de carga		
	Ia = n[1,25DC+1,35EV+1,75LS]		21,10
	Ib = n[1,50EH+1,75LS]		17,83
	Ic = n[1,25DC+1EQ]		49,85
	Mu diseño		49,85

Tabla 6. 33 Cálculo de los momentos en el estribo por secciones

• **Sección 1 ; h = 2,03 m**

Acero por Flexión

Mn = Momento solicitante en base de pantalla = 3,71 Ton-m/m

recubrimiento = 10 cm

L = longitud de cabezal = 40 cm

As = $\phi \cdot b \cdot d'$ = Acero de refuerzo, (Ec. 5.58)

Donde:

ϕ = porcentaje de refuerzo (ACI) = 0.002

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

$d' = d_{ex} = 40 - 10 = 30$ cm

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \Phi 25 \text{ mm} = 9.81 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 2.5/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 40 - 11.25 = 28.75 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{9.81 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 1.73 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión (resistente)

$$M_u = A_s \cdot \phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_u = 9.81 \cdot 0.9 \cdot 4200 \cdot \left(28.75 - \frac{1.73}{2} \right)$$

$$M_u = 10.34 \text{ Ton} - m$$

$$M_u > M_n \text{ (Solicitante)}$$

$$10.34 \text{ Ton-m} > 3.71 \text{ Ton-m} \quad \text{Bien}$$

Una sección sobre reforzada cumple con: $c/d_e \leq 0.42$

$$c = a/\beta_1 = 2.04 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d_e = 28.75 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0.071$$

$$0.071 \leq 0.42 \quad \text{si}$$

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de : 1.2Mcr y 1.33Mu

a) Siendo

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{MPa} = 2.01\sqrt{280} \text{kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 40^2}{6} = 26666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2f_r * S = 33.63 * 26666.67 = 10.76 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.18a})$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 * 3.71 = 4.93 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 4.93 y la cantidad de acero calculada es 8 cm² resiste:

$$10.34 > 4.93 \text{ si}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.50 m

• SECCIÓN 2 , h = 3.57

Acero por Flexión

Mn = Momento solicitante en base de pantalla = 45.58 Ton-m/m

recubrimiento = 10 cm

L = longitud de cabezal = 140 cm

As = φ*b*d' = Acero de refuerzo, (Ec. 5.58)

Donde:

φ = porcentaje de refuerzo (ACI) = 0.002

b = ancho del elemento a flexión = 100 cm

d' = dex = 140 – 10 = 130 cm

$$A_s = 26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \Phi 25 \text{ mm} = 29.45 \text{ cm}^2$$

Luego:

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 25/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec.5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = L - z = 140 - 11.25 = 128.75 \text{ cm}$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{29.45 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 100} = 5.20 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s \cdot \phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$M_u = 29.45 \cdot 0.9 \cdot 4200 \cdot \left(128.75 - \frac{5.20}{2}\right)$$

$$M_u = 140.43 \text{ Ton-m}$$

$$M_u > M_n (\text{solicitante})$$

$$140.43 \text{ Ton-m} > 45.58 \text{ Ton-m} \text{ Bien}$$

As máx.

$$c = a/\beta_1 = 6.11 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d_e = 128.75 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 0.048$$

$$0.048 \leq 0.42 \text{ si}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de : 1.2Mcr y 1.33Mu

a) 1.2Mcr

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_c} \text{ MPa} = 2.01 \sqrt{f_c} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \cdot 140^2}{6} = 326666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2 f_r \cdot S = 33.63 \cdot 326666.67 = 131.84 \text{ Ton-m}$$

$$b) 1.33M_u = 1.33 \cdot 45.58 = 60.62 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.12})$$

El menor valor es 60.62 y la cantidad de acero calculada es 26 cm² resiste:

$$140.43 > 60.62 \text{ si}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

As de temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * A_g \text{ [MKS con } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{]} \quad (\text{Ec 5.13})$$

$$B = 140 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$recb = 10 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * 140 * 100 = 25.20 \text{ cm}^2$$

Para cara interna contra el relleno en sentido horizontal $1/3 A_{s_{temp}}$

$$A_s = 25.2/3 = 8.40 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{4 } \Phi 18 \text{ mm}$$

$$S = 2.54 / 8.40 = 0.30 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 18 mm @ 0.30 m

Para cara exterior contra el relleno en los dos sentidos (horizontal y vertical) $2/3 A_{s_{temp}}$

$$A_s = (2 * 27)/3 = 18 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{6 } \Phi 20 \text{ mm}$$

$$S = 3.14 / 18 = 0.17 \text{ m}$$

USAR 1 Φ 20 mm @ 0.20 m

Revisión por corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención, sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$ es:

$$V_u = n [1.5 V_{EH} + 1.75 V_{LS}] \quad (\text{Ec. 5.61})$$

$$V_{LS} = 0.6 \text{ m} * 0.296 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 * 4.60 \text{ m} = 1.39 \text{ Ton/m}$$

$$V_{EH} = 0.5 * 0.296 * 1.7 \text{ Ton/m}^3 * 4.60^2 \text{ m} = 5.32 \text{ Ton/m}$$

$$V_u = 1 [1.5 * 1.39 \text{ Ton/m} + 1.75 * 5.32 \text{ Ton/m}]$$

$$V_u = 11.40 \text{ Ton/m}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c ; \text{ donde:} \quad (\text{Ec 5.62})$$

$$\theta = 0.9$$

Para $\beta = 2$: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_v \cdot d_v$ kg

Donde:

b_v = ancho diseño de pantalla = 100 cm

$d_e = 128,75$ cm

$h = 140,00$ cm

d_v = peralte de corte efectivo: $d_e - a/2 = 128,75 - 5,20/2 = 126,15$ cm

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 126,15 \text{ cm}$$

$$V_c = 111.90 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_c = 0.9 \cdot 111.90 = 100.69 \text{ Ton} > 11.40 \text{ Ton} \quad \text{Si}$$

DISEÑO DE CIMENTACIÓN

- DISEÑO DE TALÓN

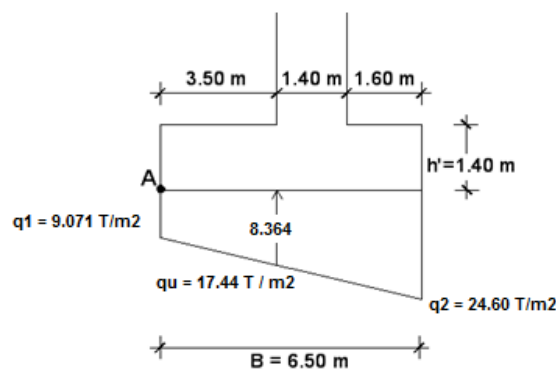


Figura 6. 44 Esfuerzo producidos por el suelo

$$q_1 = 10.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 24.56 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{DW} + 1.75M_{LS}] \quad (\text{Ec 5.14})$$

TIPO	FUERZA		BRAZO	M	
DC =	11,76	Ton/m	1,75	20,58	Ton-m
EV =	42,245	Ton/m	1,75	73,93	Ton-m
LS =	3,57	Ton/m	1,75	6,25	Ton-m

Tabla 6. 34: Momentos por cargas en el Talón

Remplazamos en la ecuación se obtiene el momento último.

$$M_u = 1,00 [1,25*20.58\text{Ton-m} + 1,35*73.93\text{Ton-m} + 1,75*6.25\text{Ton-m}]$$

$$M_u = 136.46 \text{ Ton - m}$$

Acero de refuerzo determinamos con:

$$A_s = \phi * b * d' = 0.002 * 100\text{cm} * 130\text{cm} = 26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 25 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 5.58})$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 10 = 130 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Luego

$$Z = \text{rec} + \Phi/2 = 10 + 2.5/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = h - z = 140 - 11.25 = 128.75 \text{ cm}$$

La separación del acero será:

$$S = 4.91/29.46 = 0.20 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{29.46 * 4200}{0.85 * 280 * 140}$$

$$a = 3.71 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$M_u = A_s * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 29.46 * 0.9 * 4200 * \left(128.75 - \frac{3.71}{2} \right)$$

$$M_u = 141.31 \text{ Ton-m}$$

As mínimo:

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de: 1.2Mcr y 1.33Mu

a) 1.2Mcr

$$f_r = 0.63 \sqrt{f_c} \text{MPa} = 2.01 \sqrt{f_c} \text{kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Ec.5.3.4})$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 140^2}{6} = 326666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2M_{cr} = 1.2 f_r * S = 33.63 * 326666.67 = 131.84 \text{ Ton-m} \quad (\text{Ec 5.18a})$$

b) $1.33M_u = 1.33 \cdot 136.46 = 181.49 \text{ Ton-m}$ (Ec 5.12)

El menor valor es 131.84 y la cantidad de acero calculada es 29.46 cm^2 resiste:

$$141.31 > 131.84 \text{ BIEN}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

As de temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0015 \cdot A_g \text{ [AASHTO-LRFD Art 5.10.8.2-2]} \quad (\text{Ec. 5.13})$$

$$h' = 140 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$recb = 10 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 0.0015 \cdot 140 \cdot 100 = 21.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{temp}}/capa = 21.00/2 = 10.50 \text{ cm}^2/\text{capa} \quad 5 \Phi 18 \text{ mm}$$

La separación será:

$$S = 2.54 / 10.50 = 0.20 \text{ m} \quad (\text{Ec 5.11})$$

USAR 1 Φ 18 mm @ 0.20 m

Revisión por corte

$$V_u = n[1.25DC + 1.35EV + 1.75 LS] \quad (\text{Ec 5.61})$$

TIPO	V	
V (DC) =	11,76	Ton/m
V(EH) =	42,25	Ton/m
V (LS) =	3,57	Ton/m

Tabla 6. 35 Cargas (V) aplicadas en el Talón

La fuerza de corte calculamos reemplazando en la ecuación

$$V_u = 1.00 [1.25 \cdot 11.76 \text{ Ton/m} + 1.35 \cdot 42.25 \text{ Ton/m} + 1.75 \cdot 3.57 \text{ Ton/m}]$$

$$V_u = 77.98 \text{ Ton/m}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_c ; \text{ donde: } \quad (\text{Ec 5.62})$$

$$\theta = 0.9$$

$$\text{Para } \beta = 2$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_v \cdot d_v \text{ kg}$$

Donde:

b_v = ancho diseño de pantalla = 100 cm

d_e = 128.75 cm

h = 125.00 cm

d_v = peralte de corte efectivo: $d_e - a/2 = 128.75 - 3.71/2 = 126.89 \text{ cm}$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 126.89 \text{ cm}$$

$$V_c = 112.54 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_c = 0.9 \cdot 112.50 = 101.28 \text{ Ton} > 77.98 \text{ Ton} \text{ BIEN}$$

DISEÑO DEL DEDO

$$q_1 = 10.68 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = 24.56 \text{ Ton/m}^2$$

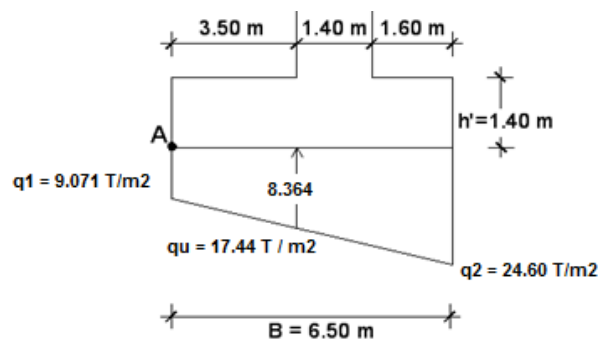


Figura 6. 45 . Esfuerzo para el cálculo de la zapata

El momento actuante será:

$$M_u = q_u \cdot \frac{b^2}{2} \cdot 1.0 \quad (\text{Ec 5.63})$$

Donde:

q_u = esfuerzo en cara de pantalla = 16.44 Ton/m²

b = longitud del dedo

$$Mu = 20.78 \text{ Ton/m}^2 * \frac{1.60 \text{ m}^2}{2} * 1.0$$

$$Mu = 26.60 \text{ Ton/m}^2$$

Acero de refuerzo determinamos con:

$$As = \phi * b * d' = 0.002 * 100 \text{ cm} * 130 \text{ cm} = 26.00 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 5 \phi 25 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 5.58})$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$rec = 10 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 10 = 130 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Luego

$$Z = rec + \Phi/2 = 10 + 2.5/10 = 11.25 \text{ cm} \quad (\text{Ec 5.1})$$

La altura efectiva será:

$$d = h - z = 140 - 11.25 = 128.75 \text{ cm}$$

La separación del acero será:

$$S = 4.91/24.54 = 0.20 \quad (\text{Ec 5.2.17})$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * f_c * H} \quad (\text{Ec.5.2})$$

$$a = \frac{24.54 * 4200}{0.85 * 280 * 140} = 3.09 \text{ cm}$$

Momento último a la flexión

$$Mu = As * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec 5.3})$$

$$Mu = 24.54 * 0.9 * 4200 * \left(128.75 - \frac{3.09}{2} \right)$$

$$Mu = 118.00 \text{ Ton-m}$$

As máximo:

Una sección sobre reforzada cumple con : $c/de \leq 0.42$

$$c = a/\beta_1 = 3.64 \text{ cm} \quad (\text{Ec 3.10})$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$de = 128.75 \text{ cm}$$

$$c/de = 0.028$$

$$0.028 \leq 0.42 \text{ si}$$

As min

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de:

1.2Mcr y 1.33Mu

a) 1.2Mcr

$$fr = 0.63\sqrt{f'c}MPa = 2.01\sqrt{f'c}kg/cm^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 145^2}{6} = 326666.67 \text{ cm}^3$$

$$\therefore 1.2Mcr = 1.2fr * S = 33.63 * 326666.67 = 131.84 \text{ Ton} - m \text{ (Ec 5.18a)}$$

$$a) 1.33Mu = 1.33 * 27.06 = 35.99 \text{ Ton-m (Ec 5.12)}$$

El menor valor es 35.99 y la cantidad de acero calculada es 24.54 cm² resiste:

$$118.00 > 35.99 \text{ si}$$

USAR 1 Φ 25 mm @ 0.20 m

Revisión al corte

$$Vu = qu * (a - b) * 1m \quad (\text{Ec 5.64})$$

Donde:

$$qu = \text{esfuerzo en cara de pantalla} = 21.14 \text{ Ton/m}^2$$

$$a = \text{longitud del talón} = 1.6 \text{ m}$$

$$b = \text{longitud a la cara de pantalla} = 1.40 \text{ m}$$

$$Vu = 21.14 \text{ Ton/m}^2 * (1.60 \text{ m} - 1.40 \text{ m}) * 1.00 = 2.11 \text{ Ton}$$

$$bv = \text{ancho diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$de = 128.75 \text{ cm}$$

$$h = 140,00 \text{ cm}$$

$$dv = \text{peralte de corte efectivo: } de - a/2 = 128.75 - 309/2 = 127.20 \text{ cm}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \theta V_n ; \text{ donde:} \quad (\text{Ec 5.61})$$

$$\theta = 0.9$$

Para $\beta = 2$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_v * d_v \quad [\text{kg}]$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}} * 100 \text{ cm} * 127.20 \text{ cm}$$

$$V_c = 112.80 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r > V_u$$

$$V_r = \theta V_n = 0.9 * 112.80 = 101.53 \text{ Ton} > 2.11 \text{ Ton BIEN}$$

DISEÑO VIGA DE ASIENTO

Se diseña para soportar los esfuerzos producidos por la transmisión de cargas (C_m y C_v) de la superestructura.

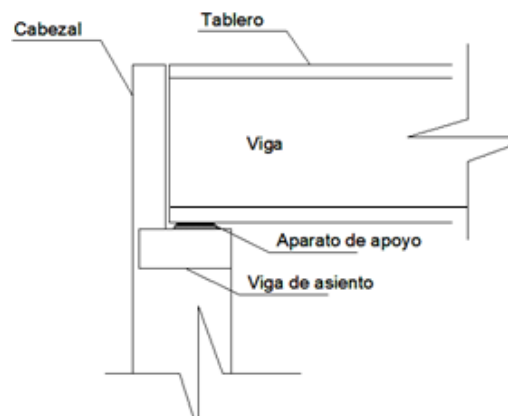


Figura 6. 46 Ubicación de la viga de asiento

- Carga muerta CM :

$$CM = \frac{R_{cm} * B}{\#V}$$

$$R_{cm} = 51.40 \text{ Ton/m}$$

$$B = \text{Ancho puente} = 23 \text{ m}$$

$$\# \text{ Vigas} = 10$$

$$CM = \frac{51.40 \text{ ton/m} * 23 \text{ m}}{10}$$

$$CM = 118 \text{ Ton}$$

- Carga Viva CV:

$$CV = \frac{Rcv * B}{\#V}$$

$$Rcv = 13.20 \text{ Ton/m}$$

$$B = \text{Ancho puente} = 23 \text{ m}$$

$$\# \text{ Vigas} = 10$$

$$CV = \frac{13.20 \text{ ton/m} * 23 \text{ m}}{10}$$

$$CV = 30.40 \text{ Ton}$$

- Carga última.- Se calculará con la combinación de cargas

$$Pu = n [1.25DC + 1.75LL]$$

$$Pu = 1.0[1.25*118 + 1.75*30.40]$$

$$Pu = 201 \text{ Ton}$$

- Reacción del Estribo por metro lineal.

$$P = \frac{\#V * Pu}{B * 1}$$

$$P = \frac{10 * 201}{23 * 1}$$

$$P = 87.40 \text{ Ton/m}^2 * 1 \text{ ml} = 87.40 \text{ Ton/ml}$$

De las solicitaciones que se transmiten de la superestructura se obtiene el diagrama de cortante y momento para el diseño de las vigas.

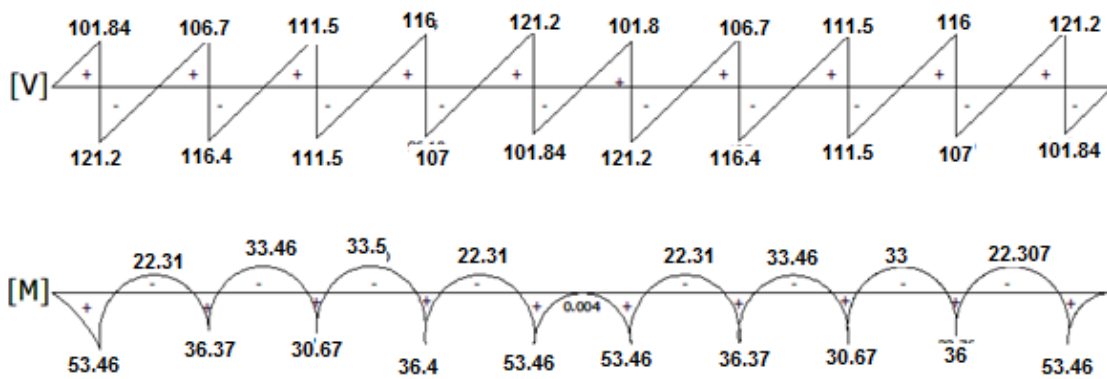


Figura 6. 47 Diagrama de cortante y momentos flectores en la viga

De los diagramas se obtienen las solicitaciones máximas para el diseño.

$$V_u = 121 \text{ Ton}$$

$$M_u = 53.5 \text{ Ton-m}$$

Adoptamos una altura de viga de 60 cm , la viga se diseña como rectangular simplemente armada, debiendo colocar el acero de refuerzo en la parte inferior de la viga.

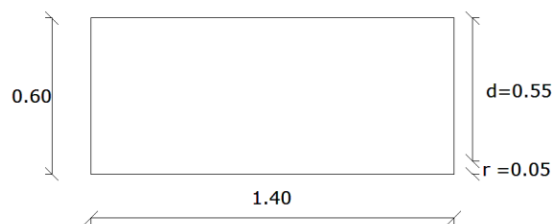


Figura 6. 48 Geometría de la viga de asiento.

El acero de refuerzo lo determinamos de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Donde:

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$D = 60\text{cm} - 5 \text{ cm (recub)} = 55 \text{ cm}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 100 * 55$$

$$A_{s_{min}} = 18.33\text{cm}^2$$

El área en compresión será:

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b} \quad (Ec 5.2)$$

$$a = \frac{18.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 3.23 \text{ cm}$$

El acero de refuerzo será

$$A_s(-) = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (Ec 5.9)$$

$$A_s(-) = \frac{53.5 * 10^5}{0.9 * 4200 * (55 - \frac{3.23}{2})}$$

$$A_s(-) = 26.9 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \Phi 25 \text{ mm}$$

CALCULO DE LOS ESTRIBOS

El esfuerzo de corte lo calculamos con:

$$V_u = \frac{V_u}{0.85 * b * h} \quad (Ec 5.65)$$

$$V_u = \frac{121^3}{0.85 * 100 * 60}$$

$$V_u = 23.8 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte que absorbe el hormigón es:

$$V_{adm.} = 0.53 * \sqrt{f'_c} = 0.53 * \sqrt{280} = 8.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Si } (V_u - V_c) \leq (8 * \sqrt{0.07 * f'_c})$$

$$21.40 - 8.86 \leq (8 * \sqrt{0.07 * 280})$$

$$12.54 \leq 35.42 \text{ “La sección es correcta”}$$

El espaciamiento de los estribos será:

$$S = \frac{A_v * f_y}{V_u * h}$$

Donde:

$$A_v = 2 \Phi 14 \text{ mm} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 21.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$S = \frac{3.08 \cdot 4200}{21.40 \cdot 60}$$

$$S = 10.1 \text{ cm} \cong 10 \text{ cm}$$

USAR 1 Estribo Φ 14 mm @ 0.10 m

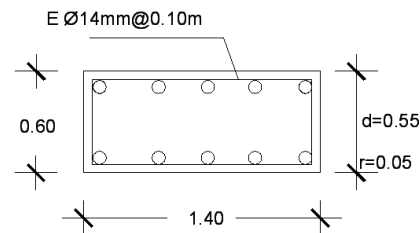


Figura 6. 49 Armado de la viga de asiento.

DISEÑO DE TRABA ANTISÍSMICA

$$EQ_{min} = A \cdot R_{cm}$$

Donde:

EQ = Fuerza sísmica que soporta la traba

A = Coeficiente de aceleración sísmica = 0.40

R_{cm} = carga muerta Ton/Viga = 138.00 Ton/viga

Por lo tanto:

$$EQ_{min} = 0.4 \cdot 138.00$$

$$EQ_{min} = 55.20 \text{ ton/traba}$$

Esta fuerza sísmica debes ser afectada por el coeficiente de modificación de repuesta sísmica ® para obtener una fuerza sísmica modificada (EQM)

$$EQM = EQ/R$$

Donde:

R = Coeficiente de modificación de respuesta sísmica que se lo obtiene en función del elemento del puente (conexiones y empates de superestructura con estribos) y es igual 0.8

$$EQM = V = 55.20 / 0.8$$

$$EQM = 69.00 \text{ Ton}$$

El armado del anclaje se calcula con la siguiente expresión

$$A_v = \frac{V}{f_s \cdot \mu}$$

Donde:

A_v = Armadura de anclaje

V = Fuerza cortante

f_s = Esfuerzo de trabajo del acero = $0.4 \cdot f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$

μ = Coeficiente de rozamiento entre hormigón – hormigón = 1.0

Entonces:

$$A_v = \frac{69 \cdot 10^3}{1680 \cdot 1}$$

$$A_v = 41.07 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar 22 Φ 16 mm, la traba se construye de hormigón armado y la geometría adoptada es la siguiente.

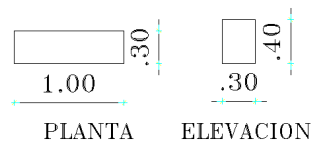


Figura 6. 50 Geometría de traba antisísmica

La longitud básica de desarrollo a tensión es:

$$l_{db} = \frac{0.02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.06 d_b f_y$$

Donde:

A_b = área de barra = $\Phi 16 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2 = 201 \text{ mm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 412 \text{ MPa}$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.46 \text{ MPa}$

d_b = diámetro de barra = 1.6 cm = 16 mm

Entonces:

$$l_{db} = \frac{0.02 \cdot 201 \cdot 412}{\sqrt{27.46}} \geq 0.06 \cdot 16 \cdot 412$$

$$l_{db}=316.06 \geq 395.52 \text{ NO}$$

Por lo que la longitud de desarrollo será:

$$l_{db}=395.52 \text{ mm}=39.55 \text{ cm} \cong 40 \text{ cm}$$

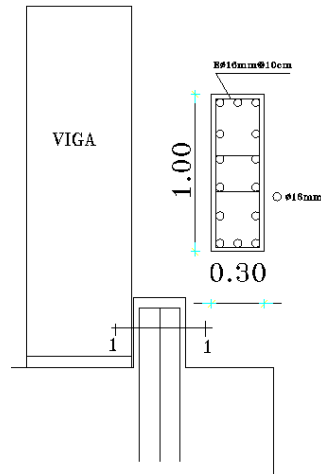


Figura 6. 51 Armado de la traba antisísmica

DISEÑO DE MURO DE ALA

Para el diseño del muro de ala al igual que el tablero y parapeto de hormigón se ha considerado para esta alternativa utilizar el mismo muro diseñado para la alternativa 1 del capítulo 5

6.3.2. INFRAESTRUCTURA: PILAS

El diseño de pilas para esta alternativa se considera igual en condiciones geométricas al diseño realizado en el capítulo 5, además se utilizara el mismo método de cálculo, cabe mencionar que el nuevo nivel de la cota de cimentación es: .

7. PROCESO CONSTRUCTIVO

Para la construcción de un puente se escoge el método y sistema constructivo destacando cómo se interrelacionan las etapas de proyecto con la de construcción, ésta última desde el punto de vista de la elección del procedimiento constructivo. Es decir se define la relación entre el grado de complejidad de la obra con la posibilidad de utilización de un sistema constructivo previamente utilizado o como contrapartida definir previamente cuáles son las posibilidades constructivas para luego supeditar a ellas el diseño estructural de las distintas partes de la obra.

Se detallará el proceso constructivo que se aplicará en las alternativas propuestas para la construcción del puente sobre la Quebrada Grande.

7.1. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CADA ALTERNATIVA

7.1.1. Alternativa 1: Puente de vigas longitudinales de dos vanos de hormigón postensado simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.

A continuación se describe las especificaciones y materiales empleados en el diseño de esta alternativa.

- Normas de diseño AASHTO LRFD 2007
- Carga viva de diseño HL-93
- Hormigón estructural:
- Estribos: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Vigas: $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Tablero : $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Replanteo: $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Aparatos de apoyo: placas simples de neopreno dureza 60°
- Recubrimiento de refuerzo: Superestructura= 5 cm
- Replanteo contacto con el suelo= 10 cm

- Capacidad portante del suelo = 25 Ton
- Espesor de la capa de rodadura de hormigón asfáltico, $e = 5\text{ cm}$
- Drenaje de tubería de PVC de 4" de diámetro
- Uniones soldadas: detalle establecido en los planos con electrodo 7018
- Empalmes del acero de refuerzo: serán 40 veces el diámetro a menos que se indique otra cosa.
- El relleno atrás del estribo se realizará en capas horizontales de 30 cm de espesor bien compactados, utilizando materiales permeables como arena, grava, piedra.
- Las dimensiones serán en metros a menos que se indique lo contrario.

MATERIALES:

- Hormigón postensado en vigas $f'_c = 350\text{ kg/cm}^2$
- Hormigón en diafragmas $f'_c = 280\text{ kg/cm}^2$
- Hierro de refuerzo $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$
- Acero de precompresión de alta resistencia $F_y = 3500\text{ kg/cm}^2$
- Porcentaje de pérdidas (fricción-relajación) = 15%

Para la construcción de las vigas y su ubicación definitiva en el puente estas se construirán en el sitio, luego se postensará.

No debe postensarse las vigas antes de que el hormigón haya alcanzado

Su resistencia de diseño, es decir $f'_c = 350\text{ kg/cm}^2$

En las superficies de apoyo de las vigas, en el cabezal de pila (una pila central), se utilizarán para el apoyo directo de las vigas, placa de neopreno reforzado dureza 60°.

El constructor puede construir las vigas al lado del puente y luego postensarlas e hilarlas si así lo requiere.

Alternativa 2: Puente de vigas longitudinales de dos vanos de acero simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.

- Norma de diseño ASSHTO LRFD 2007
- Sobrecarga de diseño HL-93

- Acero de refuerzo esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en varilla corrugada milimetrada de dureza natural.
- Hormigón en tablero $f_y=280 \text{ kg/cm}^2$
- Hormigón protección lateral $f_y=240 \text{ kg/cm}^2$
- Acero estructural ASTM- A588 (Acero M 270M Grado 345 – AASHTO LRFD) $f_y=3500 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = 345 \text{ MPa}$)
- Acero estructural ASTM –A36 laminado en caliente para todos los perfiles (Acero M 270M Grado 250 – AASTHO LRFD) $f_y=2500 \text{ kg/cm}^2$ ($f_y = 250 \text{ MPa}$)
- Acero estructural ASTM –A36 (Acero M 270M Grado 250) limite de fluencia $f_y=2500 \text{ kg/cm}^2$, para conectores de corte (perfiles conformados en caliente)
- Acero estructural ASTM- A588 (Acero M 270M Grado 345) límite de fluencia $f_y=3450 \text{ kg/cm}^2$ para, diafragmas y contravientos en perfiles conformados en caliente o el perfil equivalente conformado por planchas.
- Acero estructural, alta resistencia y baja aleación ASTM- A588 (Acero M 270M Grado 345) limite de fluencia $f_y=3500 \text{ kg/cm}^2$, para planchas.
- Soldadura taller y campo será electrodo E 8016-C2 normadas según AWS 1.5
- Se pintará el acero estructural con una mano de pintura anticorrosiva en taller y dos manos de pintura de aluminio en campo.
- Los recubrimientos serán de 2.5 cm excepto el del acero superior del tablero que será de 5.0 cm
- La carga mínima para diseño de la subestructura y sus elementos deberán ser:

CARGA	PESO PROPIO (Ton)	CARGA MÓVIL (Ton)
POR VIGA	155.74	31.05
POR ESTRIBO	913.10	310.50

- Drenes tubería 110 mm
- Capa de rodadura $e= 0,05 \text{ m}$, $G=2.25 \text{ T/m}^3$

ESPECIFICACIONES ESPECIALES. [19]

Para la construcción del puente sobre la Quebrada Grande se utilizarán las especificaciones generales dadas por el MTOP en el manual de construcción de carreteras y puentes (2002), aquí constan las especificaciones especiales para las soluciones estructurales de ambas alternativas.

JUNTA DE DILATACIÓN [18]

Descripción.- Este rubro consistirá en el suministro, fabricación y colocación de todos los elementos de acero estructural que componen la junta de dilatación de puentes, de las dimensiones establecidas y unidos entre sí mediante procesos de soldadura debidamente indicados en los planos.

Materiales.- Los materiales de esta junta de dilatación serán perfiles y placas de acero de calidad mínima ASTM A-36. La soldadura consiste en electrodos de calidad E-60 o superior. Las varillas de anclaje serán las de acero corrugado, del diámetro especificado, de $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Los materiales deberán cumplir las especificaciones de la sección 823, de las Especificaciones Generales para caminos y puentes 2002, del MTOP.

Procedimiento de Trabajo.- Los perfiles, placas y varillas que conforman la junta, deberán ser cortados en las dimensiones que se indica en la planilla de materiales. Los elementos que se señale, serán además biselados y preparados para su unión mediante los diferentes tipos de soldadura que se especifica en el detalle de juntas.

Las juntas de dilatación deberán ser colocadas antes de la fundición de los extremos del tablero y de la pantalla de estribos, y tendrá la pendiente de la estructura.

APOYOS DE NEOPRENO TIPO STUP DUREZA 60° SHORE [18] .

Descripción.- Este trabajo consistirá en el suministro, fabricación y colocación de las placas de neopreno tipo STUP, de las dimensiones que se solicitan en los planos, de acuerdo con las especificaciones presentes. Las placas deberán ser colocadas con los alineamientos señalados en los planos, sobre el sitio de apoyo de apoyos y pilas y bajo las vigas de la superestructura.

Materiales.- Para la fabricación de estos apoyos se requiere de planchas de neopreno y láminas de acero de las dimensiones indicadas. La calidad del material de neopreno deberá ser de la dureza que se indique en los planos y las láminas de acero tendrán una calidad de al menos la del acero ASTM A-36.

Los materiales de estos apoyos deberán estar acordes a las especificaciones de la sección 823 para aceros y 8.23.9 para material elastomérico de las Especificaciones Generales para Caminos y Puentes 2002, del MOP.

Procedimiento de trabajo.- El proceso de fabricación estará acorde a lo que se indique en los planos esto es que se unirán las planchas de neopreno y acero en el orden que se indique y deberán ser pegadas entre si.

Las láminas internas de acero antes de ser pegadas, deberán ser limpiadas de todo lo que contenga su superficie (herrumbre, escamas, rebabas, grasas, etc.) y de ser posible sanblasteadas. Tampoco deberán tener bordes agudos.

La unión entre placas de neopreno y acero deberá ser hecha mediante el proceso de vulcanizado bajo honda calorífica y presión. Para que puedan desarrollar esfuerzos altos al desprendimiento.

ESPECIFICACIONES PARA APOYOS ELASTOMERICOS [18]

APOYOS PARA VIGAS DE PUENTES

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el suministro e Instalación de almohadillas elastoméricas de apoyo para Vigas de Puentes, de acuerdo con los detalles indicados en los planos o autorizados por el Fiscalizador.

MATERIALES

Apoyos de Material Elastomérico

Los Apoyos de Material Elastomérico incluyen almohadillas simples y apoyos reforzados con acero o tela. Todos los materiales utilizados deberán ser nuevos.

Los apoyos deberán ser suministrados con las dimensiones, propiedades de material, grado de elastómero y tipo de laminado requerido por los planos. El método y la carga de diseño también deberán estar indicados en los planos y las pruebas se realizaran de conformidad a ello.

Elastómero

El elastómero bruto podrá ser neopreno virgen (Polyisoprene), los compuestos de elastómero se clasifican como grado 0,1,2,3,4 o 5, dependiendo de las bajas temperaturas. Un mayor grado de elastómero puede ser sustituido por uno inferior, los compuestos deberán cumplir los requisitos

mínimos de las tablas ya mencionadas, salvo que el Fiscalizador lo autorice, de otra manera los requisitos de prueba pueden interpolarse para durezas intermedias.

Si el material se especifica de acuerdo con el módulo de corte, el módulo de corte medido deberá estar dentro del 15% del valor especificado. Además se deberá suministrar un valor de dureza consistente con el fin de determinar los límites para las pruebas respectivas que se especifica en la MTOP

Si se especifica la dureza, el módulo de corte medido debe caer dentro del rango de la tabla T3, cuando las muestras de prueba se toman del producto terminado, las propiedades físicas pueden variar en un 10% de las especificadas en las tablas T1 y T2. Todas las pruebas de material se deben realizar a $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$, a menos que se establezca algo diferente. Las pruebas de módulo de corte se deberán llevar a cabo utilizando el aparato por procedimiento descritos en el anexo A de la norma ASTM D-4014 [19].

Laminados de Acero

Los laminados de acero utilizados para refuerzo se deben hacer de acero dulce laminado que cumpla con la norma ASTM A-36, A-570 o equivalentes.

Los laminados deberán tener un espesor mínimo nominal de calibre 16. No se permiten agujeros en las platinas para fines de fabricación, a menos que se hayan tenido en cuenta en el diseño, como se muestre en los planos.

Marca y Certificación

El fabricante deberá certificar que cada apoyo satisface los requisitos de los planos y las especificaciones y suministrar una copia certificada de los resultados de la prueba del material.

Cada apoyo reforzado deberá ser marcado con tinta indeleble o pintura, la marca deberá incluir la orientación, número de orden, número de lote, número de identificación del apoyo, lo mismo que el tipo y grado del elastómero. La marca se deberá colocar en el lado que quede visible luego del montaje, a menos que se especifique algo diferente en los documentos contractuales.

EQUIPO

El constructor deberá disponer de los equipos y herramientas necesarios para transportar los apoyos y sellos al sitio de las obras y para instalarlos de manera apropiada.

EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS [18]

Apoyos

Planos de Trabajo

Cuando los planos no muestran detalles completos de los apoyos y sus anclajes, el Constructor deberá preparar y someter para aprobación, planos de trabajo que muestren todos los detalles de los apoyos y los materiales que se propone utilizar; dichos planos deberán contar con la aprobación del Fiscalizador antes de empezar la fabricación de los apoyos. Tal aprobación no exonera al Constructor de cualquier responsabilidad contractual por la exitosa terminación del trabajo.

Empaque, manejo y almacenamiento

Con anterioridad al despacho de la fábrica, los apoyos se deben empacar en forma adecuada, para garantizar que estén protegidos contra daños de manejo, del medio ambiente y cualquier otro factor de riesgo durante el envío y almacenamiento. Cada apoyo completo deberá tener sus componentes identificadas claramente, estar atornilladas firmemente, atadas o aseguradas de otra forma para evitar cualquier movimiento relativo, y marcadas en la parte superior respecto a la posición y orientación en cada estructura del proyecto, de conformidad con los planos.

Todos los apoyos y sus partes componentes se deben almacenar en el sitio de la obra, en un área protegida contra daños físicos y ambientales. Una vez instalados, los apoyos deberán estar limpios y libres de sustancias extrañas.

Instalación

Los apoyos se deberán colocar sobre superficies que estén planas con precisión al milímetro y, salvo que los apoyos se coloquen en pares opuestos, horizontales. Cualquier falta de paralelismo entre la parte superior del apoyo y la parte inferior de la viga deberá ser corregida mediante lechada de cemento o siguiendo las instrucciones del Fiscalizador.

No se deberán soldar las placas exteriores de los apoyos, a menos que entre la soldadura y el elastómero existan treinta y ocho milímetros (38mm.) de acero, como mínimo. En ningún caso el elastómero o la unión deberán estar sometidos a temperaturas mayores de doscientos cuatro grados Celsius (204 ° C).

CONDICIONES PARA EL RECIBO DE LOS TRABAJOS [18]

Controles

Durante la ejecución de los trabajos, el Fiscalizador adelantará los siguientes controles principales:

- Verificar el estado y funcionamiento del equipo empleado por el Constructor.
- Exigir al Constructor certificaciones de fábrica que respalden la calidad de los materiales utilizados.
- Comprobar que la calidad de los materiales satisface las exigencias de esta especificación.
- Exigir que los trabajos se adelanten de acuerdo con el sistema aceptado.
- Comprobar la calidad del trabajo ejecutado y medir, para efectos de pago, aquel que haya sido realizado de acuerdo con sus instrucciones y esta especificación.

Tolerancias de fabricación

Las almohadillas simples y los apoyos laminados se deberán construir según las dimensiones especificadas, dentro de las siguientes tolerancias:

a. Altura total:

Espesor de diseño

32 mm o menos -0, +3 mm

Mayor de 32 mm. -0, +6 mm.

b. Dimensiones horizontales totales:

0.914 m o menos -0, +6 mm.

Mayor de 0.914 m. -0, +12 mm.

c. Espesor de las capas individuales de elastómero (apoyos laminados solamente):

En cualquier punto dentro $\pm 20\%$ del valor de diseño

de los apoyos pero no más de $\pm 3\text{mm}$.

d. Posición de los elementos de conexión expuestos:

Agujeros, ranuras o aditamentos $\pm 3\text{mm}$.

e. Cubierta de Borde:

Laminados embebidos o $-0, + 3\text{mm}$
elementos de conexión

f. Espesor, el que sea menor entre:

Capa cubierta superior e inferior $+ 1.5 \text{ mm. y } + 20\%$ del espesor
(si se requiere) nominal de la capa de cubierta.

g. Tamaño

Agujeros, ranuras o aditamentos $\pm 3\text{mm.}$

Calidad del producto terminado

El Fiscalizador sólo aceptará los materiales que cumplan con las exigencias de calidad de este Artículo y las especificaciones que lo complementan y que, además, hayan sido instalados correctamente, de acuerdo con los planos, esta especificación y sus instrucciones.

Todo defecto de calidad o de instalación que exceda las tolerancias de este Artículo, deberá ser corregido por el Constructor, a su costa, de acuerdo con procedimientos aceptados por el Fiscalizador y a plena satisfacción de éste.

MEDIDA [18]

Apoyos elastoméricos

La unidad de medida será la unidad (u) de apoyo elastomérico de cada tipo y dimensiones, elaborado de acuerdo con los planos y esta especificación e instalado de manera satisfactoria para el Fiscalizador.

TUBO PVC Ø 10.0 cm. - DRENAJE

Descripción.- El trabajo consiste en el suministro y colocación de tubos de PVC, del diámetro y longitud que se especifica y en sitio que se indica en los planos, para el drenaje de las estructuras como estribos y tableros del puente.

Materiales.- El tubo será de PVC, de los que se encuentra normalmente en el mercado, y del diámetro requerido en los planos.

Procedimiento de Trabajo.- La tubería de PVC, será recortada en la longitud que se indique y colocada en los sitios señalados en los planos o los que el Fiscalizador considere necesarios, antes de proceder a la fundición de los estribos o tableros del puente.

Medición.- Las cantidades a pagarse serán medidas en metros lineales, de lo efectivamente colocado en obra.

Pago.- Se pagarán las cantidades que resulten de la medición a los precios establecidos en el contrato respectivo

El pago será el total del suministro, transporte y colocación, así como de la mano de obra y equipo que fueren necesarios en la realización de estos trabajos.

VERIFICACIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE CIMENTACIONES CON PERFORACIONES MECÁNICAS [18]

Descripción.- Este trabajo consistirá en la ejecución de por lo menos una perforación mecánica en cada elemento de infraestructura del puente (estribo, pila, muro de ala, etc.), con el fin de comparar los resultados de las perforaciones con las consideradas en el diseño estructural de la investigación geofísica del subsuelo.

Solo en el caso de existir incompatibilidad en cuanto a la capacidad admisible del suelo, cota de cimentación y características mecánicas del suelo de fundación, el Constructor deberá disponer de un especialista estructural para realizar los ajustes al diseño de la cimentación, el que será puesto a consideración de la Dir. Estudios del MOP, para su revisión y aprobación.

Procedimiento de Trabajo.- Antes de ejecutar las perforaciones mecánicas, según norma de ensayo ASTM deberán realizarse las operaciones de limpieza de acuerdo a la subsección 302.1 de las Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes (MOP-001-F-2002).

Una vez replanteado el puente, el Contratista notificará al Fiscalizador con la suficiente anticipación la ubicación de las perforaciones mecánicas a ejecutar, a fin de asegurar que los resultados que se obtenga sean los representativos.

Medición.- El número de perforaciones profundidad y ensayos será definido conforme lo especificado en los numerales anteriores cuya unidad de medida será global por puente y se pagarán al precio contractual que conste en el contrato.

EST -100.04 Pago.- El precio y pago en forma global por puente constituirán la compensación total por la ejecución de las perforaciones mecánicas y según el caso el ajuste al diseño de las cimentaciones, incluyendo el transporte del equipo, mano de obra, equipo de perforación, ensayos de laboratorio, herramientas, materiales y operaciones conexas, necesarias para la ejecución de los trabajos descritos.

7.2. PROCESO CONSTRUCTIVO DE INFRAESTRUCTURAS

La construcción de la infraestructura de un puente es muy importante ya que van a ser los elementos soportantes de la superestructura, el presente proyecto del puente sobre la Quebrada Grande constará de dos estribos y un a pila central para describir dicho proceso para la construcción de la infraestructura del puente citamos las siguientes:

- **Localización y replanteo del sitio de ubicación del puente.-** A partir del trazado de la vía se ubican las obras complementarias como son los puentes, se verificará las abscisas de inicio y fin del puente así como el nivel de la subrasante y pendiente necesarias para la implantación del puente dentro del proyecto vial.
- **Desbroce y limpieza en área o zona de construcción.-** Se prepara la plataforma de trabajo, para ello se ha de conseguir una superficie de trabajo uniforme y regular.
- **Excavación del terreno.-** Se excavará hasta llegar a las cotas de cimentación, tomando las precauciones para no alterar el suelo, bajo el nivel de cimentación y asegurar la estabilidad de los taludes.
- **Fundición del replantillo de los estribos.-** Normalmente se realiza vertiendo directamente un espesor reducido de hormigón de baja calidad.
- **Colocación del encofrado.-** Si el terreno es suficientemente estable se puede hormigonar contra él, si no se puede colocar encofrados habitualmente de madera o metálicos.
- **Colocación de las armaduras.-** El acero de las armaduras puede llegar y amontado a la obra o colocarse in situ.

- **Hormigonado.-** Una vez colocado el hierro y los encofrados hormigonar la zapata, teniendo especial cuidado en el vibrado posterior para un buen reparto del hormigón y dejar pasar adecuadamente el tiempo de curado.
- **Desencofrado.-** Cuando el curado ha finalizado,, habitualmente a los cuatro días, quitamos el encofrado. Si el terreno es muy agresivo se deberá pintar el hormigón para evitar las agresiones.
- **Relleno compactado** tras el estribo, hasta el nivel natural del terreno.

7.3. Proceso constructivo de superestructuras

Superestructura conformada por vigas postensadas y tablero de hormigón armado ALTERNATIVA 1

- Limpieza y desbroce de la zona de construcción
- Replanteo de la estructura
- Armado, encofrado, colocación de las placas de apoyo en estribos
- Fabricación de las vigas pretensadas en sitio
- Encofrado, armado del tablero de hormigón armado
- Hormigonado del tablero de hormigón armado y protecciones laterales.
- Construcción de los rellenos de acceso en las dos orillas
- Construcción de la capa de rodadura de hormigón asfaltico
- Acabados en general
- Aplicación de la carga de servicio.

Entre otras clasificaciones de construcción de puentes se menciona los procedimientos constructivos de los puentes viga de hormigón pretensado que pueden clasificarse en:

- Construcción sobre cimbra,
- Construcción por voladizos sucesivos, y
- Construcción por traslación horizontal o vertical.

Construcción sobre cimbra

Un puente viga de hormigón pretensado puede construirse sobre una cimbra hormigonando “in situ”, o bien con dovelas prefabricadas. Las cimbras pueden apoyarse directamente sobre el suelo o ser cimbras móviles autoportantes.

La cimbra también puede emplearse en la construcción con dovelas prefabricadas. Las dovelas se montan sobre la cimbra y se unen entre sí mediante juntas húmedas (ejecutadas con mortero) o bien juntas secas (adosando las dovelas y pegándolas normalmente con resina epoxi). Posteriormente se solidarizan las piezas mediante un pretensado.

Las luces cubiertas por la construcción sobre cimbra oscilan entre 20 y 50 metros. Por encima de los 20 metros, se recomienda reducir el peso propio de la losa con voladizos laterales o con aligeramientos. Por encima de los 25 metros, convendría adoptar una variación longitudinal de la inercia. Por encima de los 20 metros, la competitividad frente a las vigas prefabricadas sólo se justifica si las condiciones de ejecución permiten abaratar el encofrado. Se pueden alcanzar mayores luces (por encima de 100 metros) con losas hormigonadas “in situ” de secciones en cajón.

Construcción por voladizos sucesivos

La construcción por dovelas, prefabricadas o ejecutadas “in situ”, que avanzan en voladizo sobre las ya erigidas es un procedimiento muy adecuado para las grandes luces, o bien cuando las pilas son muy altas. Las dovelas prefabricadas se izan con medios de elevación potentes y se unen a las anteriores. Si se ejecutan “in situ”, existe un carro de avance que se apoya en las dovelas anteriores. La estabilidad de cada etapa se asegura con el pretensado de cables.

La construcción por voladizos sucesivos puede realizarse con una única dirección de avance, la denominada construcción evolutiva; o bien con crecimiento simétrico del tablero a ambos lados de las pilas, voladizos compensados. En el primer caso se suprime uno de los inconvenientes de la progresión simétrica del tablero, con la consecuente multiplicación de equipos (uno por cada frente de avance) o su traslado.

El campo habitual de aplicación de los puentes contruidos por voladizos sucesivos abarca luces entre 50 y 150 metros. Sin embargo, y de forma excepcional, pueden encontrarse puentes con luces de 250 metros contruidos por voladizos sucesivos con dovelas atirantadas de forma provisional. Entre los 30 y 50 metros de luz tampoco es muy habitual. A partir de los 200 metros, se entra en competencia con los puentes atirantados.

Construcción por traslación horizontal o vertical

Se construye el puente, total o parcialmente, fuera de su posición definitiva y después se traslada a su posición definitiva. Dentro de esta familia de procedimientos constructivos se puede distinguir la construcción de puentes con vigas prefabricadas, los puentes empujados, los puentes girados y los trasladados por flotación. Asimismo, y una vez colocado una parte del puente en su posición definitiva, éste puede servir de apoyo para completar la sección mediante la construcción “in situ” o mediante elementos prefabricados del resto de elementos.

Puentes de vigas prefabricadas

La industrialización en la fabricación de vigas de hormigón pretensado permite la construcción de puentes de tramos simples. Son vigas de sección normalmente en T, en I o incluso en cajón que permiten un intervalo amplio de luces. Los cantos de estas secciones varían según la luz y la disponibilidad de elementos prefabricados en el mercado, entre $L/18$ y $L/23$. La luz óptima se sitúa entre los 30 y 40 metros, puesto que por encima de 50 metros los medios auxiliares de colocación deben estar ampliamente sobredimensionados. De forma excepcional podría llegarse a los 70 metros de luz. Esta tipología resulta de gran interés cuando el número de vigas a colocar es elevado (40 como mínimo).

Sobre las vigas prefabricadas se coloca una losa de unos 15 a 20 cm de espesor. Dicho elemento, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las cargas, como en el horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas y hacer las funciones de un diafragma rígido. Estas losas se construyen normalmente “in situ”, aunque también pueden ser prefabricadas.

También se hace necesario, en ocasiones, un diafragma que proporcione rigidez lateral a las vigas y a la superestructura en general. Éstos se colocan en los extremos del puente y en puntos intermedios. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

Para luces muy pequeñas (menores a 8 metros) pueden emplearse vigas prefabricadas de sección rectangular aligerada. Con luces entre 6 y 20 metros, son el campo óptimo para las vigas de sección en “pi”. Cuando las luces están comprendidas entre los 10 y 25 metros, la sección T es muy efectiva. Para luces mayores, son más eficientes las secciones en I (rango útil entre 15 y 35 metros) o en cajón con aletas (entre 20 y 40 metros).

En particular, las vigas en cajón con alas o voladizos laterales deben su gran eficiencia a los siguientes factores:

Mayor rigidez torsional que evita, en la mayoría de los casos, el uso de diafragmas intermedios

Ancho inferior para albergar más torones y así proporcionar mayor excentricidad al pretensado aumentando los esfuerzos y el momento resistente de la sección;

La presencia de las alas elimina el uso de la cimbra para hormigonar la losa, permitiendo un menor canto (unos 15 cm) frente al requerido por una viga I (unos 18 cm).

Las secciones prefabricadas tipo cajón de grandes dimensiones de una sola pieza o en dovelas, son muy eficientes debido a su bajo peso y a su rigidez. Estas secciones se emplean en puentes atirantados y empujados. En ocasiones, presentan un doble pretensado, uno longitudinal y otro transversal, éste último para resistir la flexión de las alas.

Superestructura conformada por vigas metálicas y tablero de hormigón armado alternativa 2

- Adquisición del acero estructural y fabricación de la superestructura metálica del puente.
- Apertura de plataforma de lanzamiento de vigas.
- Transporte de los diferentes tramos de vigas desde el taller al sitio de implantación del puente.
- Ensamblaje de los primeros tramos de vigas, en la margen izquierda, colocación de obras falsas, asentadas en el suelo firme y debidamente arriostradas entre si y con cables de retención.
- Lanzamiento de las vigas hasta que se apoyen en la primera obra falsa, deberá usarse contrapesos.
- Colocación de los siguientes tramos, soldando y arriostrando las diez vigas entre si, se hará un avance en el lanzamiento, cuidando la estabilidad de las vigas con contrapesos y las obras falsas con cables de retención, se hará esto hasta llegar al estribo de la margen derecha.
- Descenso y movimientos de las vigas hasta su ubicación definitiva sobre sus respectivos aparatos de apoyo se colocara una vez construida la infraestructura.

- Encofrado, armado y fundición del tablero del puente.
- Encofrado, armado y fundición de aceras.
- Encofrado, armado y fundición de protecciones laterales
- Prueba de carga
- Puente en servicio.

A continuación se detalla el proceso constructivo de la superestructura metálica.

Procedimiento de Montaje de puente metálico

Previo al inicio del montaje de los elementos estructurales que conforman el puente, es importante contar con una señalización preventiva adecuada que permita informar sobre los trabajos que se realizan en el lugar de levantamiento del puente con el objeto de evitar accidentes.

Reconocimiento de la obra civil

Se debe realizar una inspección detallada previa al lanzamiento del puente sobre las cimentaciones en las cuales se sostendrá el mismo. Se debe verificar que se cumplan todos los requerimientos establecidos previamente por el diseñador de la obra civil, para que en caso de no cumplir con ello, se tomen los correctivos necesarios.

Esta inspección se realiza visualmente, sirviéndose de los planos de montaje como guía para la comprobación de la obra civil. Los equipos que generalmente se usan en la verificación son teodolito o flexómetro.

Puesta a punto de la superficie

El área sobre la cual el puente montara debe estar en buenas condiciones es decir perfectamente alisada, limpia libres de basura y con un buen sistema de drenaje, para realizar las comprobaciones de camber o alineación con respecto a dicha superficie.

Armado de la obra falsa

La obra falsa es armada en el cauce en el cual se construirá el puente, esta estructura previa tiene el objetivo de servir de apoyo y guía para el armado final del puente. Para este fin se debe utilizar los planos de la obra falsa como una guía de armado, pues en estos se especifican los materiales de la obra y los detalles de fabricación.

La obra falsa consta de los siguientes pasos:

- Preparar la superficie donde se levantan los basamientos de concreto de las torres.
- Construir el basamiento, tomando como guía los planos de la obra civil de las mismas.
- Cortar todos los elementos constitutivos de la estructura
- Ensamblar sobre los basamientos las estructuras según los procesos de soldadura indicados en los planos constructivos.
- Comprobar el alineamiento de las torres que permita el lanzamiento posterior del puente.

Inspección de la obra falsa

Para una correcta inspección del armado de la obra falsa se deben utilizar los planos de montaje y contar con detalles sobre sus especificaciones técnicas. Este trabajo debe ser realizado por un personal de supervisión especializado acompañados por el jefe de obra,

La revisión debe ser minuciosa y se debe cumplir con todos los requisitos de fabricación y seguridad, para que en el caso de no cumplir con lo establecido se proceda a realizar los cambios correspondientes.

Desembarque y recepción de los módulos de la superestructura.

Para el desembarque y recepción de los módulos que conforman el puente se debe contar con un equipo como grúas, cadenas y plataformas de desembarque, este se debe hacer con extremo cuidado para que los módulos no sufran daños en su forma o diseño.

Almacenaje de los módulos.

Los módulos deben ser almacenados cerca del lugar donde se implantará el puente, en un ambiente seco y limpio.

Se colocarán de una manera ordenada prestablecido en dicho talles de preensamblado para permitir mayor facilidad en e el momento de la movilización de los módulos al lugar del montaje, con el fin de reducir costos de transporte y tiempo.

Inspección de las partes del puente.

Previo al montaje es necesario realizar una inspección exhaustiva del estado de todos los elementos que conforman el puente, pues durante la transportación, estos podrían haber sido dañados y afectar a su funcionamiento estructural.

Es necesario que se verifiquen las dimensiones de los miembros de la estructura con respecto a los planos.

Transporte al sitio de ensamble

Todos los elementos que conforman la estructura del puente deben transportarse manteniendo el orden preestablecido de instalación.

Acople de los elementos del puente

El procedimiento de armado del puente inicia con el ensamble de una par de módulos. La unión de los módulos de la estructura se la realiza median re el uso de arriostramientos los cuales deben ser empernados entre si mediante el uso de placas de amarre.

Luego de terminar con el acople de la subestructura se procede a verificar las distancias existentes entre los módulos y se comprueba que los arriostramientos estén correctamente ubicados de acuerdo al orden establecido de montaje.

Este mismo procedimiento se lo realiza con los módulos restantes, para luego ensamblarlos uno a uno a continuación de otro hasta complementa la estructura total del puente, tomado como guía el orden de ensamble que se les dio antes de iniciar el montaje.

Los módulos se acoplan unos con otros mediante el uso de bincas guardando una separación correcta entre módulos que permita el posterior proceso de soldadura para su unión final.

Todos los módulos deben ser ensamblados de acuerdo a lo mostrado en los planos de montaje, además se deben usar marcas en los elementos y módulos con el objeto de saber la posición de cada uno de ellos.

Alineación correcta (Camber)

La alineación o camber debe ser comprobado durante todo el proceso de montaje de la estructura, usando cuñas de madera que permitan tener uniformidad en cada uno de los módulos y un correcto camber.

Para obtener el camber adecuado se usa generalmente puentes grúas para levantar los módulos y poder ubicar las cuñas y tacos de madera que permitan alinear la estructura, la comprobación del camber se la realiza mediante el uso de un nivel.

Soldadura de los módulos

Después del ensamblado previo del puente y con el camber correcto, se procede a la unión de los módulos mediante un adecuado proceso de soldadura.

Antes de iniciar la soldadura se requiere que las juntas estén preparadas correctamente es decir alisadas, limpias de defectos y que las juntas tengan las especificaciones adecuadas (AASHTO LRFD 2004)

El proceso de soldadura es el siguiente:

Preparación de las superficies y bordes de las juntas a soldarse en campo

Secuencia de soldeo en el campo:

- Soldar un pase entre los patines
- Soldar el alma completamente
- Completar la suelda entre patines
- Completar la unión patín alma

Los electrodos deben tener un tratamiento correcto de mantenimiento y deben sr almacenados en lugares limpios y secos.

Lanzamiento del puente

Una vez armado el puente se realiza el lanzamiento, este proceso consiste en ubicar un extremo del puente sobre rieles que ayudarán al desplazamiento de la estructura sobre el obstáculo a vencer. El puente es halado con la ayuda de un malacate de acción manual. Por seguridad el extremo final del puente debe ser anclado, por ejemplo a una grúa que avance conjuntamente con el puente.

Una vez que el puente alcanza su posición final sobre la obra falsa inicial, el mismo es izado con la ayuda de dos pórticos temporales que deben ubicarse en cada margen de la quebrada, en ese instante parte de la obra falsa es retirada y otra se queda para servir de guía y apoyo del puente, luego con la ayuda del pórtico el puente se coloca con la obra falsa restante.

Armado de la capa de rodadura

Finalmente se procede a colocar la capa de rodadura sobre el puente para ello se establecen los siguientes pasos:

1. Colocación del encofrado para la capa de rodadura.
2. Armado del sistema de hierros de la capa de rodadura, usando el plano correspondiente al tablero del puente.
3. Ubicar el sistema de drenaje del puente.
4. Colocación de los postes guardavías sobre el puente.
5. Colocación del concreto.

Pintura de protección

La pintura tiene el propósito principal de inhibir la oxidación del material se deberá realizar lo siguiente para la aplicación de la pintura.

Arenado al metal blanco tipo SSPC-SP5. Alternativamente podrá usarse el arenado con escoria o granallado. La limpieza deberá dejar todas las superficies con una textura de adherencia no inferior a 0.025 y 0.038.

Una vez terminado el arenado se procede al pintado el mismo día que se realizó la limpieza. Si las superficies tratadas se oxidan o están contaminadas con materias extrañas antes de realizar la pintura, se deberá volver a limpiar.

Para el proceso de pintura se usará el sistema Airless, solamente se podrá utilizar brocha o rodillo para el pintado de retoques repastos y resanes.

Para cada elemento que recibió la primera capa dentro de las 6 horas posteriores como mínimo, se aplicará la segunda capa de pintura y dentro de las 6 horas posteriores una tercera capa.

Elementos Auxiliares

Planta de fabricación del tablero: Consta fundamentalmente del taller de ferralla, encofrado y planta de hormigonado. Suele estar protegido de la intemperie.

Pico de lanzamiento: Su misión es disminuir el peso del puente en el proceso de lanzamiento. Es una estructura metálica conectada a la sección transversal frontal del puente.

Pilas auxiliares: Si resulta necesario, y en general para vanos superiores a los 40 ó 50 m., se disponen unas pilas provisionales a fin de acortar los vanos de mayor longitud.

Apoyos de neopreno-teflón: Facilitan el proceso de lanzamiento debido a su reducido coeficiente de rozamiento.

Dispositivos de lanzamiento: Proporcionan la fuerza de arrastre o de empuje para mover el puente en cada fase de lanzamiento.

8. EVALUACIÓN ECONÓMICA Y PROGRAMACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

Para la realización de la evaluación económica de cada una de las alternativas es necesario considerar los siguientes criterios básicos:

Costo de una obra: valor de inversión realizada para obtener el total del valor en la terminación de la obra.

Unida de obra: unidad de medición indicada en las especificaciones para cuantificar la cantidad de trabajo para fines de medición y pago.

Partida: cada una de las actividades a realizarse en una obra.

Planos: determina la cantidad de elemento a ejecutar por partida.

Especificaciones: determinan la calidad, y las características técnicas de las partidas.

Análisis de Precios unitarios:

Rendimiento: cantidad de trabajo que se obtiene de los recursos por jornada.

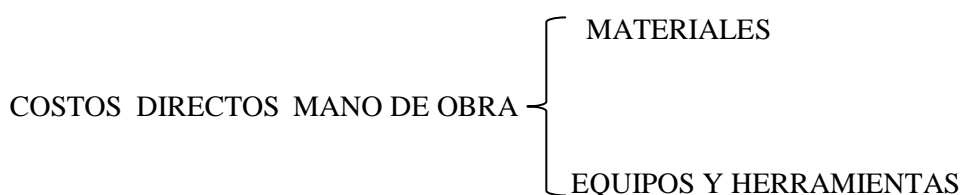
Cuadrilla: numero de obreros que participan en la estructura de costos de mano de obra.

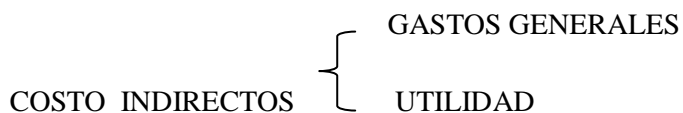
Aporte unitario: cantidad de recurso que se necesita para ejecutar una unidad determinada de una partida.

PRESUPUESTO

”Es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores y en términos financieros que debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas, este concepto se aplica a cada centro de responsabilidad de la organización [19]

PARTES DE UN PRESUPUESTO





COSTOS DIRECTOS:

Son todos aquellos producidos por los gastos en mano de obra, materiales, equipo y transporte efectuados exclusivamente para la ejecución de la obra.

COSTOS INDIRECTOS:

Los costos indirectos son relacionados con los gastos administrativos, fiscalización, utilidades e imprevistos de una obra, no contribuyen directamente con la ejecución de la obra. Los costos indirectos comprenden: Gastos generales, Utilidades

IMPORTANCIA DE LOS PRESUPUESTOS

- Los presupuestos son importantes porque ayudan a minimizar el riesgo en las operaciones de la organización.
- Por medio de los presupuestos se mantienen el plan de operaciones de la empresa en límites razonables.
- Sirven como mecanismo de control para la revisión de políticas y estrategias de la empresa y orientarlas hacia lo que verdaderamente se busca.
- Cuantifican en términos financieros los diversos componentes del plan total de acción.
- Los presupuestos son de gran utilidad, como norma comparativa de los resultados obtenidos con los datos presupuestados, una vez que se hayan completado los planes y programas, para verificar los logros o en un caso corregir las diferencias.

8.1. VOLÚMENES DE OBRA DE CADA ALTERNATIVA

Los volúmenes de obra se obtienen de los planos estructurales correspondientes y se clasifican según los rubros definidos en las especificaciones generales, detallados a continuación en el siguiente cuadro.

CUADRO 8.1. VOLÚMENES DE OBRA DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE ALTERNATIVA 1

VOLUMENES DE OBRA ALTERNATIVA 1			
PROYECTO : PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE			
FECHA : 23/06/2012			
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
PRELIMINARES			
1	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	3217.74
2	NIVELACIÓN Y REPLANTEO	m2	2500
INFRAESTRUCTURA			
3	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES	m3	3,719.33
4	REPLANTILLO DE HORMIGÓN $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$	m3	29.90
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ Infraestructura			
5	ENCOFRADO DE ZAPATAS EN ESTRIBOS	m2	165.20
6	HORMIGONADO DE ZAPATAS Y MUROS	m3	543.40
7	ENCOFRADO DE PILA	m2	16.36
8	HORMIGONADO DE PILA	m3	201.02
9	ENCOFRADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m2	732.96
10	HORMIGONADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m3	342.24
11	ENCOFRADO DE MUROS DE ALA	m2	1,045.00
12	HORMIGONADO DE MUROS DE ALA	m3	496.80
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$			
13	ACERO DE ZAPATAS	Kg	7,613.22
14	ACERO EN PANTALLA DE ESTRIBOS	Kg	49,368.63
15	ACERO EN PILAS	Kg	8,068.25
16	MATERIAL FILTRANTE	m3	69.00
17	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50
18	VERIFICACIÓN DE CAP. PORTANTE DE SUELO DE CIMENTACIÓN CON PERFORACIÓN MECÁNICA, 8M X MARGEN, INC. TRANSP. Y PERSONAL	GBL	3.00
SUPERESTRUCTURA			
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$			
19	HORMIGON EN TABLERO	m3	387.60
20	HORMIGÓN EN VIGAS PRETENSADAS $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m3	49.50
21	HORMIGON EN PROTECCIONES LATERALES $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m3	54.40
22	JUNTA DE DILATACION	ml	5.00
23	APOYOS DE NEOPRENO DUREZA 60 GRADOS SHORE, TIPO STUP (25X32X4)CM	u	20.00
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$			
24	ACERO EN TABLERO	Kg	32,834.55
25	ACERO EN VIGAS	Kg	32,210.59
26	ACERO EN PROTECCIONES LATERALES	Kg	3,756.89
ACERO DE ALTA RESISTENCIA $f'c=19200\text{kg/cm}^2$			
27	SUMINISTRO ,FABRICACION Y MONTAJE DE VIGAS POSTENSADAS	U	10.00
28	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50
29	BORDILLO	m3	6.38
30	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA e=5CM	m2	90.53
ACCESOS			
31	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	m3	4,463.20
32	EXCAVACION SIN CLASIFICAR (INCLUYE DESALOJO)	m3	4,835.13
AMBIENTALES			
33	CHARLAS DE CONCIENCIACION	u	2.00
34	EQUIPO DE SEGURIDAD INDUSTRIAL	u	1.00
35	MANEJO DE DESECHOS SOLIDOS	u	1.00
36	MANEJO DE EFLUENTES LIQUIDOS	u	1.00
37	PROTECCION DEL AIRE	u	1.00
38	ROTULOS AMBIENTALES	u	2.00
39	SEÑAL HOMBRES TRABAJANDO	u	2.00
40	SEÑAL NO PASAR	u	2.00
41	SEÑAL PUENTE EN CONSTRUCCION	u	2.00
42	TRAMPA DE GRASAS (PROTECCION SUELO)	u	1.00

CUADRO 8.2. VOLÚMENES DE OBRA DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE ALTERNATIVA 2

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2			
PROYECTO : PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE			
FECHA : 23/06/2012			
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
PRELIMINARES			
1	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	3217.74
2	NIVELACIÓN Y REPLANTEO	m2	2500
INFRAESTRUCTURA			
3	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES	m3	3,719.33
4	REPLANTILLO DE HORMIGÓN $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$	m3	29.90
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$ Infraestructura			
4	ENCOFRADO DE ZAPATAS Y ESTRIBOS	m2	165.20
5	HORMIGONADO DE ZAPATAS Y MUROS	m3	543.40
6	ENCOFRADO DE PILA	m2	16.36
7	HORMIGONADO DE PILA	m3	201.02
8	ENCOFRADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m2	732.96
9	HORMIGONADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m3	342.24
10	ENCOFRADO DE MUROS DE ALA	m2	1,045.00
11	HORMIGONADO DE MUROS DE ALA	m3	496.80
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$			
12	ACERO DE ZAPATAS	Kg	7,613.22
13	ACERO EN PANTALLA DE ESTRIBOS	Kg	49,368.63
14	ACERO EN PILAS	Kg	8,068.25
15	MATERIAL FILTRANTE	m3	69.00
16	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50
17	VERIFICACIÓN DE CAP. PORTANTE DE SUELO DE CIMENTACIÓN CON PERFORACIÓN MECÁNICA, 8M X MARGEN, INC. TRANSP. Y PERSONAL	GBL	3.00
SUPERESTRUCTURA			
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$			
18	HORMIGON EN TABLERO	m3	387.60
19	HORMIGON EN PROTECCIONES LATERALES	m3	54.40
20	JUNTA DE DILATACION	ml	5.00
21	APOYOS DE NEOPRENO DUREZA 60 GRADOS SHORE, TIPO STUP (25X32X4)CM	u	20.00
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$			
22	ACERO EN TABLERO	Kg	32,834.55
23	ACERO PARA PERFILES Y ARRIOSTRAMIENTO ASTM A-36 $f_y=2520\text{g/cm}^2$	kg	2,085.50
24	ACERO PARA PIANCHAS ASTM A-588 $f_y=3500 \text{ g/cm}^2$	kg	19,639.00
25	ACERO EN PROTECCIONES LATERALES	Kg	3,756.89
26	SUM., FABR. Y TRANSPORTE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36 $FY=3500 \text{ kg/cm}$	kg	19,639.00
27	ACERO ESTRUCTURAL MONTAJE	kg	19,639.00
28	CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL	U	480.00
29	PINTURA ACERO ESTRUCTURAL PESO=21724.5KG	m2	1,530.00
30	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50
31	BARANDALES DE HORMIGÓN ARMADO PARA PUENTES	ml	6.38
32	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA e=5CM	m2	234.60
ACCESOS			
33	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	m3	4,463.20
34	EXCAVACION SIN CLASIFICAR (INCLUYE DESALOJO)	m3	4,835.13
AMBIENTALES			
35	CHARLAS DE CONCIENCIACION	u	2.00
36	EQUIPO DE SEGURIDAD INDUSTRIAL	u	1.00
37	MANEJO DE DESECHOS SOLIDOS	u	1.00
38	MANEJO DE EFLUENTES LIQUIDOS	u	1.00
39	PROTECCION DEL AIRE	u	1.00
40	ROTULOS AMBIENTALES	u	2.00
41	SEÑAL HOMBRES TRABAJANDO	u	2.00
42	SEÑAL NO PASAR	u	2.00
43	SEÑAL PUENTE EN CONSTRUCCION	u	2.00
44	TRAMPA DE GRASAS (PROTECCION SUELO)	u	1.00

8.2. PRECIOS UNITARIOS DE LAS ALTERNATIVAS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		12				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		ENCOFRADO DE MUROS DE ALA				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN N	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM (horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor	1.00	0.20	0.2000	0.04		
			PARCIAL M	0.04	0.39	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Aux: encofrado madera monte cepillada	m2	1.00	5.22	5.22	51.48	
			PARCIAL N	5.22	51.48	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	3.00	2.56	0.3000	2.30	22.68	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.66	0.1000	0.27	2.66	
Carpintero (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	0.3000	0.77	7.59	
Peón (Estr.Oc E2)	2.00	2.56	0.3000	1.54	15.19	
			PARCIAL P	4.88	48.13	
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M				10.14	100	
INDIRECTOS Y UTILIDAD%				0.00		
COSTO TOTAL DEL RUBRO				10.14		
VALOR PROPUESTO						

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		13				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		HORMIGONADO DE MUROS DE ALA				
UNIDAD RUBRO:		m3				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor (5.00% M.O.)				0.65		
Vibrador	1.00	1.99	1.0000	1.99		
Bomba para hormigón	1.00	5.89	1.0000	5.89		
			PARCIAL M	8.53	8.05	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Hormigón premezclado f'c=240kg/cm2	m3	1.00	84.38	84.38	79.60	
			PARCIAL N	84.38	79.60	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Poñ (Estr.Oc E2)	4.00	2.56	1.0000	10.24	9.66	
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	1.0000	2.58	2.43	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.66	1.0000	0.27	0.25	
			PARCIAL P	13.09	12.35	
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M				106.00	100	
INDIRECTOS Y UTILIDAD%				0.00%	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				106.00		
VALOR PROPUESTO						

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Grande
RUBRO N°:	32
DESCRIPCIÓN RUBRO:	SUMINISTRO-FABRICACIÓN - MONTAJE DE VIGAS POSTENSADAS
UNIDAD RUBRO:	U

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%
Grúa convertible 112 Hp	2.00	24.15	0.8000	38.64	
EQUIPO PRETENSADO	2.00	256.34	0.8000	410.14	
			PARCIAL M	448.78	8.05

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%
Hormigón premezclado f'c=350kg/cm2	m3	1.36	194.56	265.19	79.60
Acero Pre- Esfz	kg	30.40	4.78	145.31	
Ductos Pre- Esfz	m	120.00	5.67	680.40	
Anclajes Pre- Esf B-130(s-1)	2U	240.00	81.52	19,564.80	
Acero Barras 4200 Kg/m2	kg	33.00	1.00	33.00	
Encofrados Super-Estructura	/m3	18.45	16.80	309.96	
			PARCIAL N	20,998.66	79.60

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
				PARCIAL O		

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
Operador de grúa	2.00	2.71	0.8000	4.34	9.66
Maestro Secap	1.00	2.66	0.8000	2.13	2.43
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	2.00	2.56	0.8000	4.10	0.25
Albañil (Estr.Oc D2)	2.00	2.58	0.8000	4.13	
Fierrero	3.00	2.56	0.8000	6.14	
Peón (Estr.Oc E2)	8.00	2.56	0.8000	16.38	
			PARCIAL P	37.22	12.35

- 446 -

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		1				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		LIMPIEZA DEL TERRENO				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIMIENTO (horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor (5.00% M.O.)				0.08		
			PARCIAL M	0.08	4.85	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
			PARCIAL N			
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIMIENTO (horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Peón (Estr.Oc E2)	1.00	2.56	0.3000	0.77	46.67	
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	0.3000	0.77	46.67	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.66	0.1000	0.03	1.82	
			PARCIAL P	1.57	95.15	
				TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M	1.65	100
				INDIRECTOS Y UTILIDAD%	0.00%	0.00
				COSTO TOTAL DEL RUBRO	1.65	
				VALOR PROPUESTO		

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		2				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		NIVELACIÓN Y REPLANTEO				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor (5.00% M.O.)				0.03		
Equipo de topografía	1.00	3.50	0.0500	0.18		
			PARCIAL M	0.21	22.83	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Tira de eucalipto 2,5x2 cm	m	0.20	0.32	0.06	6.52	
			PARCIAL N	0.06	6.52	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Peón (Estr.Oc E2)	1.00	2.56	0.0500	0.13	14.13	
Topógrafo 1 (Estr.Oc C2)	1.00	2.56	0.0500	0.13	14.13	
Cadenero (Estr.Oc D2)	3.00	2.58	0.0500	0.39	42.39	
			PARCIAL P	0.65	70.65	

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M	0.92	100
INDIRECTOS Y UTILIDAD%	0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	0.92	
VALOR PROPUESTO		

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Grande
RUBRO N°:	4
DESCRIPCIÓN RUBRO:	REPLANTILLO DE HORMIGÓN f'c=180 kg/cm2
UNIDAD RUBRO:	m3

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%
Herramienta menor (5.00% M.O.)				0.65	
Vibrador	1.00	1.99	1.0000	1.99	
Bomba para hormigón	1.00	5.89	1.0000	5.89	
			PARCIAL M	8.53	8.87

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%
Hormigón f'c=180kg/cm2	m3	1.00	74.55	74.55	77.52
			PARCIAL N	74.55	77.52

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
				PARCIAL O		

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
Peón (Estr.Oc E2)	4.00	2.56	1.0000	10.24	10.65
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	1.0000	2.58	2.68
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.66	1.0000	0.27	0.28
			PARCIAL P	13.09	13.61

- 449 -

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		6				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		ENCOFRADO DE ZAPATAS EN ESTRIBOS				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor	1.00	0.20	0.2000	0.04		
			PARCIAL M	0.04	0.39	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Aux: encofrado madera monte cepillada	m2	1.00	5.22	5.22	51.48	
			PARCIAL N	5.22	51.48	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	3.00	2.56	0.3000	2.30	22.68	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.66	0.1000	0.27	2.66	
Carpintero (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	0.3000	0.77	7.59	
Peón (Estr.Oc E2)	2.00	2.56	0.3000	1.54	15.19	
			PARCIAL P	4.88	48.13	
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M				10.14	100	
INDIRECTOS Y UTILIDAD%				0.00%	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				10.14		
VALOR PROPUESTO						

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		9				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		ENCOFRADO/DESENCOFRADO VIGAS				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor	1.00	0.20	0.2000	0.04		
			PARCIAL M	0.04	0.39	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Aux: encofrado madera monte cepillada	m2	1.00	5.22	5.22	51.48	
			PARCIAL N	5.22	51.48	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	3.00	2.56	0.3000	2.30	22.68	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.66	0.1000	0.27	2.66	
Carpintero (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	0.3000	0.77	7.59	
Peón (Estr.Oc E2)	2.00	2.56	0.3000	1.54	15.19	
			PARCIAL P	4.88	48.13	

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M	10.14	100
INDIRECTOS Y UTILIDAD%	0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	10.14	
VALOR PROPUESTO		

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		7				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		HORMIGONADO DE ZAPATAS Y MUROS				
UNIDAD RUBRO:		m3				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor (5.00% M.O.)				0.65		
Vibrador	1.00	1.99	1.0000	1.99		
Bomba para hormigón	1.00	5.89	1.0000	5.89		
			PARCIAL M	8.53	8.05	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Hormigón premezclado f'c=240kg/cm2	m3	1.00	84.38	84.38	79.60	
			PARCIAL N	84.38	79.60	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Peón (Estr.Oc E2)	4.00	2.56	1.0000	10.24	9.66	
Albañil (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	1.0000	2.58	2.43	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	0.10	2.66	1.0000	0.27	0.25	
			PARCIAL P	13.09	12.35	
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M				106.00	100	
INDIRECTOS Y UTILIDAD%				0.00%	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				106.00		
VALOR PROPUESTO						

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		11				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		HORMIGÓN EN PANTALLAS DE ESTRIBOS f'c= 240 kg/ cm2				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Vibrador de concreto	1.00	2.00	0.6000	1.20		
Herramienta menor	15.00	0.20	1.0000	3.00		
			PARCIAL M	4.20	4.09	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Cemento	Kg	390.00	0.14	54.60	53.17	
Arena	m3	0.65	10.00	6.50	6.33	
Ripio	m3	0.95	8.40	7.98	7.77	
Agua	m3	0.19	0.90	0.17	0.17	
			PARCIAL N	69.25	67.44	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Peón (Estr.Oc E2)	10.00	2.56	0.8000	20.48	19.94	
Ayudante en general (Estr.Oc E2)	2.00	2.56	0.8000	4.10	3.99	
Albañil (Estr.Oc D2)	2.00	2.58	0.8000	4.13	4.02	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.66	0.2000	0.53	0.52	
			PARCIAL P	29.24	28.47	

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M	102.69	100
INDIRECTOS Y UTILIDAD%	0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	102.69	
VALOR PROPUESTO		

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:		8				
DESCRIPCIÓN RUBRO:		ENCOFRADO EN VIGAS				
UNIDAD RUBRO:		m2				
EQUIPO Y HERRAMIENTA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA/HORA B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D = A*B*C	%	
Herramienta menor (5.00% M.O.)				0.24		
			PARCIAL M	0.24	1.66	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO/U. B	TOTAL COSTO C=A*B	%	
Pingos	m	0.50	1.12	0.56	3.86	
Tabla de monte 0,30m	u	3.75	1.60	6.00	41.38	
Tira de madera de 4x4cm	m	1.50	0.40	0.60	4.14	
Clavos	Kg	0.50	4.43	2.22	15.31	
			PARCIAL N	9.38	64.69	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA/U B	DISTANCIA C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%
			PARCIAL O			
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	S.R.H. B	RENDIM.(horas/unidad) C	TOTAL COSTO D=A*B*C	%	
Ayudante de carpintero (Estr.Oc E2)	3.00	2.56	0.3000	2.30	15.86	
Maestro de obra (Estr.Oc C2)	1.00	2.66	0.1000	0.27	1.86	
Carpintero (Estr.Oc D2)	1.00	2.58	0.3000	0.77	5.31	
Peón (Estr.Oc E2)	2.00	2.56	0.3000	1.54	10.62	
			PARCIAL P	4.88	33.66	
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M				14.50	100.01	
INDIRECTOS Y UTILIDAD%				0.00%	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO				14.50		
VALOR PROPUESTO						

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO: Puente sobre la Quebrada Grande RUBRO N°: 27 DESCRIPCIÓN RUBRO: ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS fy= 4200 kg/cm2 UNIDAD RUBRO: kg RENDIMIENTO : 48 (UNID./HORA)					
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
CORTADORA DE HIERRO	1.00	3.13	3.13	0.07	4.22
DOBLADORA	1.00	1.00	1.00	0.02	1.20
			PARCIAL M	0.09	5.42
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	0.06	3.61
ALBAÑIL	1.00	2.92	2.92	0.06	3.61
PEÓN	2.00	2.88	5.76	0.12	7.23
			PARCIAL N	0.24	14.45
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ACERO DE REFUERZO	Kg	1.10	1.05	1.16	69.88
ALAMBRE DE AMARRE #18	Kg	0.08	1.80	0.14	8.43
			PARCIAL O	1.30	78.31
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ACERO DE REFUERZO	Kg	1.10	0.01	0.01	0.60
ALAMBRE DE AMARRE #18	Kg	0.08	0.30	0.02	1.20
			PARCIAL P	0.03	1.80
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				1.66	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				0.47	
COSTO TOTAL RUBRO :				2.13	
VALOR PROPUESTO :				2.13	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO: Puente sobre la Quebrada Grande RUBRO N°: 26 DESCRIPCIÓN RUBRO: APOYOS DE NEOPRENO DUREZA 60 GRADOS SHORE, TIPO STUP (25X32X4)CM UNIDAD RUBRO: kg RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)					
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL M		
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
PEÓN	2.00	2.88	5.76	5.76	5.72
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	3.02	3.00
			PARCIAL N	8.78	8.72
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
APOYOS DE NEOPRENO (25X32X4) CM	u	1.00	91.84	91.84	91.27
			PARCIAL O	91.84	91.27
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
APOYOS DE NEOPRENO (25X32X4) CM	u	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	0.00	0.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				100.62	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				28.68	
COSTO TOTAL RUBRO :				129.30	
VALOR PROPUESTO :				129.30	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Grande
RUBRO N°:	54
DESCRIPCIÓN RUBRO:	BARANDALES DE HORMIGÓN ARMADO PARA PUENTES
UNIDAD RUBRO:	kg RENDIMIENTO: 1 (UNID./HORA)

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
CORTADORA DE HIERRO	1.00	3.13	3.13	3.13	3.23
SOLDADORA	1.00	4.75	4.75	4.75	4.90
ESMERILES, TALADRO	1.00	2.50	2.50	2.50	2.58
			PARCIAL M	10.38	10.71

Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	3.02	3.12
ALBANIL	2.00	2.92	5.84	5.84	6.03
AYUDANTE	4.00	2.88	11.52	11.52	11.89
PEÓN	6.00	2.88	17.28	17.28	17.84
			PARCIAL N	37.66	38.88

Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ADITIVO	Lt	0.27	4.00	1.08	1.11
ARENA	m3	0.08	7.50	0.60	0.62
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	40.00	0.15	6.00	6.19
RIPIO	m3	0.10	8.50	0.85	0.88
ENCOFRADO	m2	2.20	16.00	35.20	36.33
			PARCIAL O	43.73	45.13

Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ADITIVO	m3	0.27	7.00	1.89	1.95
ARENA	m3	0.08	12.00	0.96	0.99
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	40.00	0.01	0.40	0.41
RIPIO	m3	0.10	12.00	1.20	1.24
ENCOFRADO	m2	2.20	0.30	0.66	0.68
			PARCIAL P	5.11	5.27

457

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		55			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		EXCAVACIÓN SIN CLASIFICAR (INCLUYE DESALOJO)			
UNIDAD RUBRO:		kg	RENDIMIENTO :16.6667 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
TRACTOR DE ORUGAS	1.00	60.00	60.00	3.60	50.70
VOLQUETA 8 M3	1.00	17.00	17.00	1.02	14.37
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.04	0.04	0.04	0.56
TRACKDRILL	1.00	25.00	25.00	1.50	21.13
			PARCIAL M	6.16	86.76
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
AYUDANTE DE OPERADOR	2.00	2.88	5.76	0.35	4.93
CHOFER CLASE E	1.00	4.45	4.45	0.27	3.80
OPERADOR DE TRACTOR	1.00	2.13	2.13	0.13	1.83
			PARCIAL N	0.75	10.56
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
			PARCIAL O	0	0
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
DESALOJO	m3	1.25	0.15	0.19	2.68
TRACTOR DE ORUGAS	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
TRACKDRILL	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
VOLQUETA 8 M3	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	0.19	2.68
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				7.10	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				2.02	
COSTO TOTAL RUBRO :				9.12	
VALOR PROPUESTO :				9.12	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		3			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES			
UNIDAD RUBRO:		m3 RENDIMIENTO :13 (UNID./HORA)			
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
EXCAVADORA DE ORUGA 128 HP	1.00	45.00	45.00	3.46	21.84
TRACKDRILL	1.00	25.00	25.00	1.92	12.12
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.22	0.22	0.22	1.39
VIBROAPISONADORES	1.00	19.05	19.05	1.46	9.22
VOLQUETA 8 M3	1.00	26.19	26.19	2.01	12.69
			PARCIAL M	9.07	57.26
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
OPERADOR	2.00	3.00	6.00	0.46	2.90
CHOFER CLASE E	2.00	4.45	8.90	0.68	4.29
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	0.23	1.45
PEÓN	12.00	2.88	34.56	2.66	16.79
AYUDANTE DE MAQUINARIA	2.00	2.88	5.76	0.44	2.78
			PARCIAL N	4.47	28.21
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
MATERIAL DE RELLENO	m3	0.20	3.50	0.70	4.42
			PARCIAL O	0.70	4.42
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
EXCAVADORA DE ORUGA 128 HP	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
VIBROAPISONADORES	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
VOLQUETA 8 M3	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
MATERIAL DE RELLENO	m3	0.20	8.00	1.60	10.10
TRACKDRILL	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	1.60	10.10
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				15.84	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				4.51	
COSTO TOTAL RUBRO :				20.35	
VALOR PROPUESTO :				20.35	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO: Puente sobre la Quebrada Grande RUBRO N°: 50 DESCRIPCIÓN RUBRO: FABRICACIÓN ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 fy=3500 kg/cm2 UNIDAD RUBRO: kg RENDIMIENTO :1(UNID./HORA)					
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
MOTOSOLDADORA	0.01	1.60	0.02	0.02	2.30
EQUIPO OXICORTE	0.01	3.50	0.04	0.04	4.60
EQUIPO TALLER	0.01	3.50	0.04	0.04	4.60
GRÚA DE PATIO	0.01	15.00	0.15	0.15	17.24
			PARCIAL M	0.25	28.74
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
JEFE DE GRUPO/SUPERV.	0.03	3.02	0.09	0.09	10.34
OPERADOR	0.03	3.00	0.09	0.09	10.34
PEÓN	0.05	2.88	0.14	0.14	16.09
SOLDADOR	0.03	3.02	0.09	0.09	10.34
AYUDANTE	0.03	2.88	0.09	0.09	10.34
			PARCIAL N	0.50	57.45
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
OXIGENO	m3	0.01	6.00	0.06	6.90
ELECTRODOS	Kg	0.02	2.95	0.06	6.90
			PARCIAL O	0.12	13.80
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
MOTOSOLDADORA	GBL	0.01	0.00	0.00	0.00
EQUIPO OXICORTE	GBL	0.01	0.00	0.00	0.00
OXIGENO	m3	0.01	0.00	0.00	0.00
ELECTRODOS	Kg	0.02	0.00	0.00	0.00
EQUIPO TALLER	GBL	0.01	0.00	0.00	0.00
GRÚA DE PATIO	GBL	0.01	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	0.00	0.00

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :	0.87
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%	0.25
COSTO TOTAL RUBRO :	1.12
VALOR PROPUESTO :	1.12

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		4			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		HORMIGÓN CICLÓPEO CLASE "F" f'c= 180 kg/cm2 (REPLANTILLO)			
UNIDAD RUBRO:		m3		RENDIMIENTO : 0.9 (UNID./HORA)	
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
HERRAMIENTA MENOR	1.00	1.93	1.93	1.93	1.83
HORMIGONERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	3.89	3.70
VIBRADOR	1.00	2.50	2.50	2.78	2.64
			PARCIAL M	8.60	8.17
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
ALBANIL	1.00	2.92	2.92	3.24	3.08
AYUDANTE	2.00	2.88	5.76	6.40	6.08
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	3.36	3.19
PEÓN	8.00	2.88	23.04	25.60	24.32
			PARCIAL N	38.60	36.67
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ARENA	m3	0.40	7.50	3.00	2.85
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	200.00	0.15	30.00	28.50
RIPIO	m3	0.50	8.50	4.25	4.04
PIEDRA BOLA	m3	0.40	10.00	4.00	3.80
			PARCIAL O	41.25	39.19
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ARENA	m3	0.40	12.00	4.80	4.56
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	200.00	0.01	2.00	1.90
RIPIO	m3	0.50	12.00	6.00	5.70
PIEDRA BOLA	m3	0.40	10.00	4.00	3.80
			PARCIAL P	16.80	15.96
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				105.25	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				30.00	
COSTO TOTAL RUBRO :				135.25	
VALOR PROPUESTO :				135.25	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	
PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Grande
RUBRO N°:	
DESCRIPCIÓN RUBRO:	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c= 240 kg/cm2 Infraestructura
UNIDAD RUBRO:	m3 RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
HERRAMIENTA MENOR	1.00	2.31	2.31	2.31	1.31
HORMIGONERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	3.50	1.98
VIBRADOR	1.00	2.50	2.50	2.50	1.41

Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
ALBAÑIL	1.00	2.92	2.92	2.92	1.65
AYUDANTE	4.00	2.88	11.52	11.52	6.52
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	3.02	1.71
PEÓN	10.00	2.88	28.80	28.80	16.30

Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ADITIVO	Lt	0.00	4.00	0.01	0.01
ARENA	m3	0.70	7.50	5.25	2.97
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	410.00	0.15	61.50	34.80
ENCOFRADO	m2	1.50	16.00	24.00	13.58
RIPIO	m3	0.90	8.50	7.65	4.33

Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ARENA	m3	0.70	12.00	8.40	4.75
CEMENTO PORTLAND TIPO 1	Kg	410.00	0.01	4.10	2.32
ENCOFRADO	m2	1.50	0.30	0.45	0.25
RIPIO	m3	0.90	12.00	10.80	6.11

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :	176.73
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%	50.37
COSTO TOTAL RUBRO :	227.10
VALOR PROPUESTO :	227.10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Grande				
RUBRO N°:	21				
DESCRIPCIÓN RUBRO:	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE ``B`` f'c= 280 kg/cm2				
UNIDAD RUBRO:	m3	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)			
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
HERRAMIENTA MENOR	1.00	2.31	2.31	2.31	0.96
HORMIGONERA 1 SACO	1.00	3.50	3.50	3.50	1.46
VIBRADOR	1.00	2.50	2.50	2.50	1.04
			PARCIAL M	8.31	3.46
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
ALBANIL	1.00	2.92	2.92	2.92	1.22
AYUDANTE	4.00	2.88	11.52	11.52	4.80
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	3.02	1.26
PEÓN	10.00	2.88	28.80	28.80	11.99
			PARCIAL N	46.26	19.27
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ADITIVO	Lt	0.00	4.00	0.01	0.00
ARENA	m3	0.70	7.50	5.25	2.19
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	450.00	0.15	67.50	28.10
ENCOFRADO	m2	5.00	16.00	80.00	33.31
RIPIO	m3	0.90	8.50	7.65	3.18
			PARCIAL O	160.41	66.78
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ADITIVO	m3	0.00	7.00	0.01	0.00
HERRAMIENTA MENOR	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
ARENA	m3	0.70	12.00	8.40	3.50
HORMIGONERA 1 SACO	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Kg	450.00	0.01	4.50	1.87
VIBRADOR	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
ENCOFRADO	m2	5.00	0.30	1.50	0.62
RIPIO	m3	0.90	12.00	10.80	4.50
			PARCIAL P	25.21	10.49
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				240.19	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				68.45	
COSTO TOTAL RUBRO :				308.64	
VALOR PROPUESTO :				308.64	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		25			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		JUNTA DE DILATACIÓN			
UNIDAD RUBRO:		ml	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
EQUIPO DE OXICORTE	2.00	1.50	3.00	3.00	1.86
ESMERILES, TALADRO	3.00	2.50	7.50	7.50	4.66
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.89	0.89	0.89	0.55
SOLDADORA	1.00	4.75	4.75	4.75	2.95
			PARCIAL M	16.14	10.02
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
AYUDANTE	2.00	2.88	5.76	5.76	3.58
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	3.02	1.88
PEÓN	1.00	2.88	2.88	2.88	1.79
SOLDADOR	2.00	3.02	6.04	6.04	3.75
			PARCIAL N	17.70	11.00
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ACERO A-36 (PLANCHAS)	Kg	25.00	1.55	38.75	24.08
DISCOS DE ESMERIL	u	2.00	5.00	10.00	6.22
ELECTRODOS 7018	Kg	2.00	4.50	9.00	5.59
OXIGENO	m³	1.00	6.00	6.00	3.73
ACERO A-36 (PERFILES)	Kg	38.00	1.50	57.00	35.43
			PARCIAL O	120.75	75.05
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
EQUIPO DE OXICORTE	GBL	2.00	0.00	0.00	0.00
ESMERILES, TALADRO	GBL	3.00	0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
SOLDADORA	C/H	1.00	0.00	0.00	0.00
ACERO A-36 (PLANCHAS)	Kg	25.00	0.10	2.50	1.55
ACERO A-36 (PERFILES)	Kg	38.00	0.10	3.80	2.36
DISCOS DE ESMERIL	u	2.00	0.00	0.00	0.00
ELECTRODOS 7018	Kg	2.00	0.00	0.00	0.00
OXIGENO	m3	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	6.30	3.91
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				160.89	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				45.85	
COSTO TOTAL RUBRO :				206.74	
VALOR PROPUESTO :				206.74	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		53			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		LIMPIEZA Y PINTURA ACERO ESTRUCTURAL PESO=21724.5KG			
UNIDAD RUBRO:		GBL		RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)	
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
EQUIPO DE PINTURA	1.00	1,508.48	1,508.48	1,508.48	40.60
			PARCIAL M	1,508.48	40.60
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
ALBANIL GLOB	1.00	350.40	350.40	350.40	9.43
PEÓN GLOB	1.00	345.60	345.60	345.60	9.30
MAESTRO DE OBRA GLOB	1.00	120.00	120.00	120.00	3.23
			PARCIAL N	816.00	21.96
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
PINTURA DE ALUMINIO	GBL	1.00	760.71	760.71	20.48
PINTURA ANTICORROSIVA/SOLVENTE	GBL	1.00	282.42	282.42	7.60
DISOLVENTE	GBL	1.00	347.53	347.53	9.35
			PARCIAL O	1,390.66	37.43
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
PINTURA DE ALUMINIO	Gal	1.00	0.00	0.00	0.00
EQUIPO DE PINTURA	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
PINTURA ANTICORROSIVA/SOLVENTE	GALÓN	1.00	0.00	0.00	0.00
DISOLVENTE	GALÓN	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	0.00	0.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				3,715.14	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				1,058.81	
COSTO TOTAL RUBRO :				4,773.95	
VALOR PROPUESTO :				4,773.95	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		40			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		MANEJO DE DESECHOS SOLIDOS			
UNIDAD RUBRO:		u	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL M	0	0
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL N	0	0
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
CLORO	Lt	5.00	1.15	5.75	2.13
FUNDA PARA BASURA	u	200.00	0.08	16.00	5.94
SACOS DE YUTE	u	200.00	0.15	30.00	11.14
TACHOS DE BASURA METÁLICOS	u	6.00	6.00	36.00	13.37
TACHOS DE BASURA PLÁSTICOS	u	6.00	3.00	18.00	6.68
TRINCHERA DE RESIDUOS SOLIDOS	u	2.00	80.00	160.00	59.40
			PARCIAL O	265.75	98.66
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
TACHOS DE BASURA METÁLICOS	u	6.00	0.20	1.20	0.45
TACHOS DE BASURA PLÁSTICOS	u	6.00	0.20	1.20	0.45
TRINCHERA DE RESIDUOS SOLIDOS	u	2.00	0.60	1.20	0.45
			PARCIAL P	3.60	1.35
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				269.35	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				76.76	
COSTO TOTAL RUBRO :				346.11	
VALOR PROPUESTO :				346.11	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		41			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		MANEJO DE EFLUENTES LÍQUIDOS			
UNIDAD RUBRO:		u	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL M	0	0
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
ALBANIL	1.00	2.92	2.92	2.92	0.70
PEÓN	2.00	2.88	5.76	5.76	1.37
			PARCIAL N	8.68	2.07
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
BATERÍAS SANITARIAS	u	2.00	155.00	310.00	73.88
CAL	Kg	4.00	0.10	0.40	0.10
FOSA SÉPTICA	u	1.00	100.50	100.50	23.95
			PARCIAL O	410.90	97.93
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
			PARCIAL P	0	0
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				419.58	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				119.58	
COSTO TOTAL RUBRO :				539.16	
VALOR PROPUESTO :				539.16	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS			
PROYECTO:	Puente sobre la Quebrada Grande		
RUBRO N°:	36		
DESCRIPCIÓN RUBRO:	MATERIAL DE PRÉSTAMO IMPORTADO		
UNIDAD RUBRO:	m3	RENDIMIENTO : 95 (UNID./HORA)	

Equipo

Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
CARGADORA FRONTAL 1.5 M3 916 85 HP	1.00	38.54	38.54	0.40	3.23
MOTONIVELADORA 140-G 150 HP	1.00	50.00	50.00	0.53	4.27
RODILLO NEUMÁTICO	1.00	20.00	20.00	0.21	1.69
TANQUERO DE AGUA 6000 LT	1.00	30.00	30.00	0.32	2.58
VOLQUETA	1.00	22.00	22.00	0.23	1.85
			PARCIAL M	1.69	13.62

Mano de Obra

Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
AYUDANTE DE MAQUINARIA	2.00	2.88	5.76	0.06	0.48
CHOFER CLASE E	2.00	4.45	8.90	0.09	0.73
OPERADOR DE MAQUINARIA GRUPO 1	3.00	3.02	9.06	0.10	0.81
			PARCIAL N	0.25	2.02

Material

Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	m3	1.25	3.50	4.38	35.32
			PARCIAL O	4.38	35.32

Transporte

Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
CARGADORA FRONTAL 1.5 M3 916 85 HP	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	m3	1.25	4.86	6.08	49.03
MOTONIVELADORA 140-G 150 HP	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
RODILLO NEUMÁTICO	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
TANQUERO DE AGUA 6000 LT	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
VOLQUETA	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	6.08	49.03

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :	12.40
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%	3.53
COSTO TOTAL RUBRO :	15.93
VALOR PROPUESTO :	15.93

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		18			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		MATERIAL FILTRANTE			
UNIDAD RUBRO:		m3	RENDIMIENTO : 4 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.18	0.18	0.18	0.70
VIBROAPISONADORES	1.00	19.05	19.05	4.76	18.57
			PARCIAL M	4.94	19.27
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
AYUDANTE	1.00	2.88	2.88	0.72	2.81
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	0.76	2.97
PEÓN	3.00	2.88	8.64	2.16	8.43
			PARCIAL N	3.64	14.21
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
MATERIAL FILTRANTE	m3	1.10	7.50	8.25	32.19
			PARCIAL O	8.25	32.19
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
MATERIAL FILTRANTE	m3	1.10	8.00	8.80	34.33
HERRAMIENTA MENOR	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
VIBROAPISONADORES	GBL	1.00	0.00	0.00	0.00
			PARCIAL P	8.80	34.33
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				25.63	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				7.30	
COSTO TOTAL RUBRO :				32.93	
VALOR PROPUESTO :				32.93	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		51			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		MONTAJE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 fy=3500 kg/cm2			
UNIDAD RUBRO:		kg	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
MOTOSOLDADORA	0.01	1.60	0.02	0.02	2.94
EQUIPO OXICORTE	0.01	3.50	0.04	0.04	5.88
EQUIPO TALLER	0.01	3.50	0.04	0.04	5.88
GRÚA DE PATIO	0.01	15.00	0.15	0.15	22.06
			PARCIAL M	0.25	36.76
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
JEFE DE GRUPO/SUPERV.	0.01	3.02	0.03	0.03	4.41
SOLDADOR	0.01	3.02	0.03	0.03	4.41
AYUDANTE	0.01	2.88	0.03	0.03	4.41
OPERADOR	0.01	3.00	0.03	0.03	4.41
PEÓN	0.03	2.88	0.09	0.09	13.24
			PARCIAL N	0.21	30.88
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ELECTRODOS	Kg	0.01	2.95	0.03	4.41
OXIGENO	m3	0.01	6.00	0.03	4.41
MATERIAL OBRA FALSA	GBL	1.00	0.05	0.05	7.35
			PARCIAL O	0.11	16.17
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	Kg	1.05	0.10	0.11	16.18
			PARCIAL P	0.11	16.18
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				0.68	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				0.19	
COSTO TOTAL RUBRO :				0.87	
VALOR PROPUESTO :				0.87	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		49			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		SUM., FABR. Y MONTAJE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36 FY=2520 kg/cm2			
UNIDAD RUBRO:		kg	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
MOTOSOLDADORA	0.05	1.60	0.08	0.08	3.31
EQUIPO OXICORTE	0.05	3.50	0.18	0.18	7.44
			PARCIAL M	0.26	10.75
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
JEFE DE GRUPO/SUPERV.	0.02	3.02	0.06	0.06	2.48
SOLDADOR	0.05	3.02	0.15	0.15	6.20
AYUDANTE	0.05	2.88	0.14	0.14	5.79
			PARCIAL N	0.35	14.47
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
OXIGENO	m3	0.01	6.00	0.06	2.48
ELECTRODOS	Kg	0.02	2.95	0.06	2.48
ACERO A-36 (PERFILES)	Kg	1.05	1.50	1.58	65.29
			PARCIAL O	1.70	70.25
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ACERO A-36 (PERFILES)	Kg	1.05	0.10	0.11	4.55
			PARCIAL P	0.11	4.55
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				2.42	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				0.69	
COSTO TOTAL RUBRO :				3.11	
VALOR PROPUESTO :				3.11	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		51			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		SUMINISTRO ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 fy=3500 kg/cm2			
UNIDAD RUBRO:		kg	RENDIMIENTO : 1 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL M	0	0
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL N	0	0
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	Kg	1.00	1.58	1.58	100.00
			PARCIAL O	1.58	100.00
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
			PARCIAL P	0	0
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				1.58	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				0.45	
COSTO TOTAL RUBRO :				2.03	
VALOR PROPUESTO :				2.03	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		33			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE			
UNIDAD RUBRO:		ml	RENDIMIENTO : 20 (UNID./HORA)		
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
HERRAMIENTA MENOR	1.00	0.02	0.02	0.02	0.37
			PARCIAL M	0.02	0.37
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
PEÓN	2.00	2.88	5.76	0.29	5.43
MAESTRO DE OBRA	1.00	3.02	3.02	0.15	2.81
			PARCIAL N	0.44	8.24
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
LIMPIADOR DE TUBO	GALÓN	0.01	10.71	0.11	2.06
PEGA	GALÓN	0.01	21.00	0.21	3.93
TUBO DE PVC 110MM (NORMA INEN 1869)	m	1.05	3.63	3.81	71.35
ESTROPAJO DE HILO (GUAÍPE)	u	0.10	0.10	0.01	0.19
			PARCIAL O	4.14	77.53
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Consumo (C=A*B)	%
TUBO DE PVC 110MM (NORMA INEN 1869)	m	1.05	0.70	0.74	13.86
			PARCIAL P	0.74	13.86
TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :				5.34	
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 28.5%				1.52	
COSTO TOTAL RUBRO :				6.86	
VALOR PROPUESTO :				6.86	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
PROYECTO:		Puente sobre la Quebrada Grande			
RUBRO N°:		20			
DESCRIPCIÓN RUBRO:		VERIFICACIÓN DE CAP. PORTANTE DE SUELO DE CIMENTACIÓN CON PERFORACIÓN MECÁNICA, 8M X MARGEN, INC. TRANSP. Y PERSONAL			
UNIDAD RUBRO:		GBL		RENDIMIENTO : .03125 (UNID./HORA)	
Equipo					
Descripción	Cantidad (A)	Tarifa (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
PERFORADORA AKER (INCLUYE HERRAMIENTA Y OPERADOR) 16 METROS	1.000	125.000	125.000	4.000.000	57.143
			PARCIAL M	4.000.000	57.143
Mano de Obra					
Descripción	Cantidad (A)	Jornada/Hr. (B)	Costo H. (C=A*B)	Costo U. (D=C*K)	%
			PARCIAL N	0	0
Material					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo (C=A*B)	%
INFORME	GBL	1.000	2.000.000	2.000.000	28.571
TRABAJOS DE LABORATORIO	GBL	1.000	1.000.000	1.000.000	14.286
			PARCIAL O	3.000.000	42.857
Transporte					
Descripción	Unidad	Cantidad (A)	Unitario (B)	Costo (C=A*B)	%
			PARCIAL P	0	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS X=(M+N+O+P) :	7000.00
INDIRECTOS Y UTILIDAD : 21%	1470.00
COSTO TOTAL RUBRO :	8470.00
VALOR PROPUESTO :	8470.00

8.3. PRESUPUESTO DE CADA ALTERNATIVA

CUADRO 8.3. PRESUPUESTO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE ALTERNATIVA 1

PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1					
PROYECTO : PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE					
FECHA : 23/06/2012					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
PRELIMINARES					
1	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	3217.74	1.65	5309.271
2	NIVELACIÓN Y REPLANTEO	m2	2500	0.92	2300
			SUBTOTAL		7,609.27
INFRAESTRUCTURA					
3	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES	m3	3,719.33	15.84	58914.1872
4	REPLANTILLO DE HORMIGÓN f'c= 180 kg/cm2	m3	29.90	105.25	3146.975
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c= 280 kg/cm2 Infraestructura					
5	ENCOFRADO DE ZAPATAS EN ESTRIBOS	m2	165.20	10.14	1675.128
6	HORMIGONADO DE ZAPATAS Y MUROS	m3	543.40	106.00	57600.4
7	ENCOFRADO DE PILA	m2	16.36	10.14	165.8904
8	HORMIGONADO DE PILA	m3	201.02	102.69	20642.7438
9	ENCOFRADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m2	732.96	10.14	7432.2144
10	HORMIGONADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m3	342.24	102.69	35144.6256
11	ENCOFRADO DE MUROS DE ALA	m2	1,045.00	10.14	10,596.30
12	HORMIGONADO DE MUROS DE ALA	m3	496.80	106.00	52,660.80
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS fy= 4200 kg/cm2					
13	ACERO DE ZAPATAS	Kg	7,613.22	1.66	12637.9452
14	ACERO EN PANTALLA DE ESTRIBOS	Kg	49,368.63	1.66	81951.9258
15	ACERO EN PILAS	Kg	8,068.25	1.66	13393.295
16	MATERIAL FILTRANTE	m3	69.00	25.63	1768.47
17	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50	5.34	499.29
18	VERIFICACIÓN DE CAP. PORTANTE DE SUELO DE CIMENTACIÓN CON PERFORACIÓN MECÁNICA, 8M X MARGEN, INC. TRANSP. Y PERSONAL	GBL	3.00	7,000.00	21000
			SUBTOTAL		379,230.19
SUPERESTRUCTURA					
HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c= 280 kg/cm2					
19	HORMIGON EN TABLERO	m3	387.60	240.19	93097.644
20	HORMIGÓN EN VIGAS PRETENSADAS f'c= 350 kg/cm2	m3	49.50	240.19	11889.405
21	HORMIGON EN PROTECCIONES LATERALES f'c= 350 kg/cm2	m3	54.40	240.19	13066.336
22	JUNTA DE DILATACION	ml	5.00	160.89	804.45
23	APOYOS DE NEOPRENO DUREZA 60 GRADOS SHORE, TIPO STUP (25X32X4)CM	u	20.00	100.62	2012.4
ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS fy= 4200 kg/cm2					
24	ACERO EN TABLERO	Kg	32,834.55	1.66	54505.353
25	ACERO EN VIGAS	Kg	32,210.59	1.66	53469.5794
26	ACERO EN PROTECCIONES LATERALES	Kg	3,756.89	1.66	6236.4374
ACERO DE ALTA RESISTENCIA f'c=19200kg/cm2					
27	SUMINISTRO ,FABRICACION Y MONTAJE DE VIGAS POSTENSADAS	U	10.00	21,484.66	214,846.60
28	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50	5.34	499.29
29	BORDILLO	m3	6.38	96.88	618.0944
30	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA e=5CM	m2	90.53	12.02	1088.1706
			SUBTOTAL		452,133.76
ACCESOS					
31	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	m3	4,463.20	12.40	55343.68
32	EXCAVACION SIN CLASIFICAR (INCLUYE DESALOJO)	m3	4,835.13	7.10	34329.423
			SUBTOTAL		89,673.10
AMBIENTALES					
33	CHARLAS DE CONCIENCIACION	u	2.00	91.72	183.44
34	EQUIPO DE SEGURIDAD INDUSTRIAL	u	1.00	2,117.10	2,117.10
35	MANEJO DE DESECHOS SOLIDOS	u	1.00	269.35	269.35
36	MANEJO DE EFLUENTES LIQUIDOS	u	1.00	419.58	419.58
37	PROTECCION DEL AIRE	u	1.00	52.10	52.10
38	ROTULOS AMBIENTALES	u	2.00	150.61	301.22
39	SEÑAL HOMBRES TRABAJANDO	u	2.00	69.86	139.72
40	SEÑAL NO PASAR	u	2.00	91.52	183.04
41	SEÑAL PUENTE EN CONSTRUCCION	u	2.00	84.86	169.72
42	TRAMPA DE GRASAS (PROTECCION SUELO)	u	1.00	317.00	317.00
			SUBTOTAL		4,152.27
				TOTAL	932,798.59

CUADRO 8.4. PRESUPUESTO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE ALTERNATIVA 2

ESTO ALTERNATIVA 2					
PROYECTO : PUENTE SOBRE LA QUEBRADA GRANDE					
FECHA : 23/06/2012					
RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
PRELIMINARES					
1	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	3217.74	1.65	5309.271
2	NIVELACIÓN Y REPLANTEO	m2	2500	0.92	2300
			SUBTOTAL		7,609.27
INFRAESTRUCTURA					
3	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES	m3	3,719.33	15.84	58914.1872
4	REPLANTILLO DE HORMIGÓN $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$	m3	29.90	105.25	3146.975
	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$ Infraestructura			102.69	0
4	ENCOFRADO DE ZAPATAS Y ESTRIBOS	m2	165.20	10.14	1675.128
5	HORMIGONADO DE ZAPATAS Y MUROS	m3	543.40	106.00	57600.4
6	ENCOFRADO DE PILA	m2	16.36	10.14	165.8904
7	HORMIGONADO DE PILA	m3	201.02	102.69	20642.7438
8	ENCOFRADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m2	732.96	10.14	7432.2144
9	HORMIGONADO DE PANTALLA EN ESTRIBOS	m3	342.24	102.69	35144.6256
10	ENCOFRADO DE MUROS DE ALA	m2	1,045.00	10.14	10,596.30
11	HORMIGONADO DE MUROS DE ALA	m3	496.80	106.00	52,660.80
	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$				0
12	ACERO DE ZAPATAS	Kg	7,613.22	1.66	12637.9452
13	ACERO EN PANTALLA DE ESTRIBOS	Kg	49,368.63	1.66	81951.9258
14	ACERO EN PILAS	Kg	8,068.25	1.66	13393.295
15	MATERIAL FILTRANTE	m3	69.00	25.63	1768.47
16	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50	5.34	499.29
17	VERIFICACIÓN DE CAP. PORTANTE DE SUELO DE CIMENTACIÓN CON PERFORACIÓN MECÁNICA, 8M X MARGEN, INC. TRANSP. Y PERSONAL	GBL		7,000.00	0
			SUBTOTAL		358,230.19
SUPERESTRUCTURA					
	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE "B" $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$				
18	HORMIGON EN TABLERO	m3	387.60	240.19	93,097.64
19	HORMIGON EN PROTECCIONES LATERALES	m3	54.40	240.19	13,066.34
20	JUNTA DE DILATACION	ml	5.00	160.89	804.45
21	APOYOS DE NEOPRENO DUREZA 60 GRADOS SHORE, TIPO STUP (25X32X4)CM	u	20.00	100.62	2,012.40
	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS CORRUGADAS $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$				0.00
22	ACERO EN TABLERO	Kg	32,834.55	1.66	54,505.35
23	ACERO PARA PERFILES Y ARRIOSTRAMIENTO ASTM A-36 $f_y=2520 \text{ g/cm}^2$	kg	2,085.50	1.66	3,461.93
24	ACERO PARA PIANCHAS ASTM A-588 $f_y=3500 \text{ g/cm}^2$	kg	19,639.00	0.87	17,085.93
25	ACERO EN PROTECCIONES LATERALES	Kg	3,756.89	1.66	6,236.44
26	SUM., FABR. Y TRANSPORTE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36 $FY=3500 \text{ kg/cm}^2$	kg	19,639.00	2.42	47,526.38
27	ACERO ESTRUCTURAL MONTAJE	kg	19,639.00	2.42	47,526.38
28	CONECTORES DE CORTE TIPO CANAL	U	480.00	5.34	2,563.20
29	PINTURA ACERO ESTRUCTURAL PESO=21724.5KG	m2	1,530.00	6.89	10,541.70
30	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	93.50	5.34	499.29
31	BARANDALES DE HORMIGÓN ARMADO PARA PUENTES	ml	6.38	96.88	618.09
32	CAPA DE RODADURA DE HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA e=5CM	m2	234.60	12.02	2,819.89
			SUBTOTAL		302,365.42
ACCESOS					
33	MATERIAL DE PRESTAMO IMPORTADO	m3	4,463.20	12.40	55,343.68
34	EXCAVACION SIN CLASIFICAR (INCLUYE DESALOJO)	m3	4,835.13	7.10	34,329.42
			SUBTOTAL		89,673.10
AMBIENTALES					
35	CHARLAS DE CONCIENCIACION	u	2.00	91.72	183.44
36	EQUIPO DE SEGURIDAD INDUSTRIAL	u	1.00	2,117.10	2,117.10
37	MANEJO DE DESECHOS SOLIDOS	u	1.00	269.35	269.35
38	MANEJO DE EFLUENTES LIQUIDOS	u	1.00	419.58	419.58
39	PROTECCION DEL AIRE	u	1.00	52.10	52.10
40	ROTULOS AMBIENTALES	u	2.00	150.61	301.22
41	SENAL HOMBRES TRABAJANDO	u	2.00	69.86	139.72
42	SENAL NO PASAR	u	2.00	91.52	183.04
43	SENAL PUENTE EN CONSTRUCCION	u	2.00	84.86	169.72
44	TRAMPA DE GRASAS (PROTECCION SUELO)	u	1.00	317.00	317.00
			SUBTOTAL		4,152.27
				TOTAL	762,030.25

COSTO Y DURACIÓN TOTAL DE LA OBRA

El costo de cada alternativa y su duración es la siguiente:

Alternativa 1: “Puente de vigas Longitudinales de dos vanos de hormigón postensado simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.”

- Costo: 932,798.59 USD
- Duración: 260 días (8.66 meses)

Alternativa 2: “Puente de vigas Longitudinales de dos vanos de acero de sección constante simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado.”

- Costo: 762,030.25 USD
- Duración: 205 días (6.83 meses)

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**9.1. DEFINICIÓN DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA A CONSTRUIRSE.**

Considerando los puntos de vista: estructural (confiabilidad del diseño), constructivo (rapidez de la construcción) y económico se concluye que la alternativa 2 “Puente de vigas de acero de sección constante simplemente apoyadas y tablero de hormigón armado” es la más apropiada por su menor costo, tiempo de construcción y montaje.

Analizando el presupuesto de la alternativa 2 se ha concluido que el rubro más determinante económicamente es del acero estructural tal como se indica en el análisis de precios unitarios, y que el volumen hormigón de la losa y subestructura, es menos incidente comparativamente con la alternativa 1.

Al hacer una relación de costos entre las dos alternativas de diseño desarrolladas, se tiene que el costo de la alternativa 2 es un 18% menor que el costo obtenido para la alternativa 1.

9.2. CONCLUSIONES

- Los estudios Hidrológico-Hidráulico entregados por el MTOP consideran un período de retorno de 100 años y determinan un N° Froude = 2.02, por lo que la luz mínima del puente recomendada está entre 48,0 y 61,0 m; pero por la topografía del sector y el obstáculo a salvar se llega a determinar que la longitud total del puente debe ser de 85m de luz.
- El incremento constante en el uso del acero como alternativa para las estructuras de puentes, es notable en nuestro país y en este trabajo de graduación se lo demuestra, justificándose la construcción de la alternativa 2 para el puente sobre la Quebrada Grande de la ciudad de Ibarra.
- Los valores para la carga viva vehicular en el diseño según las especificaciones AASHTO LRFD, son mayores que las consideradas en las especificaciones AASHTO ESTÁNDAR debido a que la carga viva denominada HL – 93, considera la carga de camión mas la carga de faja, lo cual garantiza un mejor comportamiento de la estructura del puente frente a las solitaciones reales de carga durante su vida útil, a diferencia de la estándar que considera solo una de éstas.

- Las especificaciones AASHTO LRFD especifican los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia del puente dentro de la red vial; factores que mejoran el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son contempladas en la especificaciones AASHTO STANDARD.
- El presente trabajo de grado contribuye a la actualización y adaptación de nuevas especificaciones para el diseño de puentes de carretera.

9.3. RECOMENDACIONES

- Los trabajos de hormigonado de la pila, muros de ala y estribos en lo posible deben ser ejecutados en períodos de estiaje (julio-agosto), para de esta manera evitar posibles retrasos y complicaciones durante su ejecución.
- Para la construcción del puente sobre La Qda. Grande se recomienda utilizar materiales de minas cercanas a la obra para este caso se utilización la Mina los Laureles ubicada a 200m del sitio de implantación del puente, siempre y cuando cumplan con las especificaciones para diseño de hormigones. Se sugiere el análisis de las características físico mecánicas de estos materiales para la posible utilización de los mismos dada la cercanía de la misma.
- Cabe indicar que el país no cuenta con un manual completo de diseño de puentes y carreteras, por lo que hace necesario que se cuente con ella, para una mejor aplicación y regulación a nuestro medio y acorde con las nuevas regulaciones.
- En rellenos de los accesos al puente se analizará si el material que se escava para estribo, muros de ala y pila, es apto o no para ser utilizado en dicho relleno, caso contrario se utilizará material de la mina Los Laureles el mismo que será compactado alrededor de la estructura, de acuerdo a las especificaciones MTOP. Estos rellenos deberán colocarse una vez fraguado el hormigón en muros de ala y estribos.
- Para el montaje y fabricación de los elementos del puente se recomienda considerar aspectos como: facilidad de transportación y disponibilidad de materia prima, para de esta manera reducir costos y tiempo.
- Se recomienda usar tratamientos superficiales (pintura anticorrosiva) para evitar daño de los elementos metálicos por corrosión y así garantizar la vida útil del mismo.

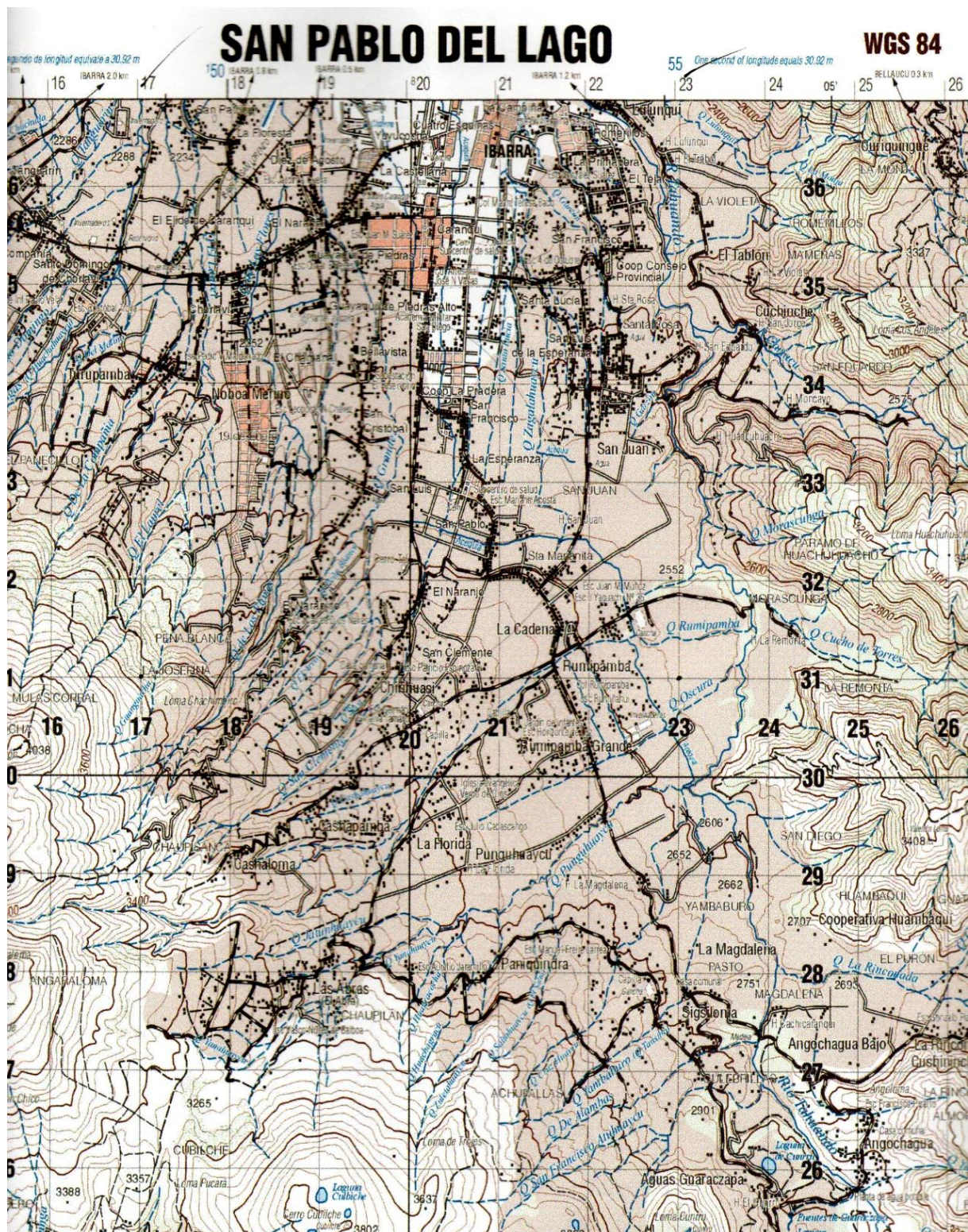
- El estudio de suelos proporcionado por el MTOP, recomienda cimentar llegando a los estratos competentes dentro de este tipo de suelo para soportar las cargas previstas, la capacidad portante del suelo con la que se diseñó la infraestructura del puente fue de $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$.

BIBLIOGRAFIA

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007, 4th Edicion, USA 2007.
2. AASHTO LRFD Especificaciones de Diseño para puentes 2004 (traducida al español).
3. AYABACA CAZAR, Teresa , Apuntes tomados de la materia de puentes, Facultad de Ingeniería Ciencias, Físicas y Matemática, Ingeniería Civil, Quito 2011
4. OLMEDO, Diego, apuntes de cuaderno de clase, Quito 2010.
5. DURÁN SANDRA, Reparación de puentes de hormigón colapsados mediante la instalación de sistemas estructurales de acero , Quito-Ecuador; mayo 2009.
6. RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo, Puentes con AASHTO LRFD 2007 (español), Chiclayo – Perú 2011.
7. LEÓN, Vinicio, Diseño de alternativas sobre el Rio Popusa, Facultad de Ingeniería. Quito – Ecuador 2001.
8. IDROVO, Edwin, Tesis Cálculo y Diseño de puente sobre el rio Mira, Facultad de Ingeniería, Quito - Ecuador, 2002.
9. LACROIX, Roger, HORMIGÓN PRETENSADO.- concepción, calculo ejecución, Edición Técnico Asociados S.A., Barcelona – España 1978.
10. INEN, CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION, Mapa de Zonas Sísmicas, Marzo 2011.
11. ANIPPAC, Catalogo de Productos: Trabes AASHTO, Cajon, U.N; 28 de Enero del 2012, Disponible en:
< <http://www.anippac.org.mx/catalogo04/SECCION2.pdf>>
12. GALEÓN, Tipos de Puentes; 15 de Nov. 10:28 am; Disponible en:
<<http://puentes.galeon.com/tipos/pontshormigonpre.htm>>
13. JOHAN AHER, Características de un Puente colgante, 07 julio del 2012, 16:20, disponible en:
<<http://johanaher1103.blogspot.com/2010/11/caracteristicas-del-puente-colgante>> ,
14. JOHANNES Johannson, Diseño y cálculo de estructura pretensadas,Editorial Marcombo, USA 1975, 358 pag.
15. NAVARRETE, Juan Carlos, “Secciones compuestas de acero método LRFD, Instituto Politécnico Nacional , Zacateco – México , 2010.
16. BENAVIDES, Washington, Apuntes de la asignatura de Cimentaciones Especiales, Quito 2010.
17. MAC CORMAC Jack, Diseño de estructuras de acero por el método LRFD,2º Edición, México.

18. MTOP-001-F-2002, Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes. Quito 2010.
19. SEGUI William T. , Diseño de Estructuras de Acero con LRFD, Mexico .
20. FRATELLI María Graciela, Temas Especiales de Estructuras Metálicas Estados Limites LRFD. Venezuela.
21. LEÓN CÁRDENAS Harold David, Comportamiento sísmico de placas planas de fibrocemento en sección mixta con perfiles de acero,; Manizales-Colombia 2004.
22. NARANJO SILVA, Héctor Sebastián, Diseño de elementos de refuerzo en vigas carrileras cartelas y columnas para aumentar su capacidad de carga y transporte de los puentes grúa, Sangolquí – Ecuador.
23. MORALES ARISTIZÁBAL, Julio Cesar, Notas para un curso avanzado de diseño de miembros de estructuras metálicas, 2003.
24. GALLARDO BAHAMONDE, Mauricio Ernesto , "Estudio de la Factibilidad Técnica y Económica de Puentes Carreteros, en base vigas híbridas de acero hps-70w", Valdivia – Chile; 2009.

ANEXO 1. CARTA TOPOGRÁFICA



ANEXO2. ESTUDIO HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

ESTUDIO HIDROLÓGICO - HIDRÁULICO DE OBRAS DE ARTE MAYOR EN LA QUEBRADA GRANDE

1. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Con la finalidad de optimizar el sistema vial del país el gobierno nacional a planteado entre sus objetivos la rehabilitación y mejoramiento de carreteras y se ha considerado importante contribuir al descongestionamiento del tránsito y facilitar el flujo en los cruces por ciudades.

El presente informe se presenta el estudio hidrológico e hidráulico para el cálculo estructural del puente nuevo sobre la Qda. Grande, ubicado en las Abscisas 0 +360 y 0+445, correspondientes a una luz de 85m.

1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Establecer la luz, la cota de rasante y cimentación de estribos mínimas que debe tener el puente por restricciones hidráulicas.

Para el cumplimiento de este objetivo se calculará el caudal y nivel máximos que alcanzará el río en la sección seleccionada para su construcción, para un periodo de retorno de 100 años. Se identificará y evaluarán las condiciones hidráulicas de la sección de emplazamiento. En periodos de crecida a fin de determinar los efectos erosivos consecuentes, mediante el cálculo de la socavación en el cauce del río.

1.3 UBICACIÓN DEL PROYECTO

La zona del presente estudio se ubica al norte de la ciudad de Ibarra, que corresponde a la Provincia de Imbabura, al norte del país.

Desde el punto de vista geográfico el proyecto del paso lateral de Ibarra, se localiza alrededor de los:

Latitud 00° 18' N Longitud: 78°08' W

00° 21' N 78°10' W

1.4 METODOLOGÍA EMPLEADA

El estudio sigue las recomendaciones generales propuestas en las normas de drenaje del MTOP, para los estudios de diseño de puentes se sustenta en los conceptos básicos y tradicionales de la Hidráulica e Hidrología Superficial.

Se analiza los requerimientos de información necesaria para el desarrollo de los diferentes tópicos del estudio, tales como:

- Cartografía del IGM para el mapeo y definición de la zona en estudio, así como también, para la determinación de los parámetros físicos y morfométricos de la cuenca hidrográfica-topografía auxiliar del sitio de emplazamiento, nivelación de la lámina de agua y batimetría de la sección transversal de cruce, en el eje de la vía.
- Información hidrometeorológica, la cual permite conocer los parámetros hídricos y climáticos que regulan el régimen hidrológico y la formación de las crecidas.

Se ejecuta el trabajo de gabinete el cual incluye las siguientes actividades:

- Fundamentalmente en la información cartográfica, se calculan los parámetros físico-morfométricos y del relieve de la cuenca hidrográfica.
- Se establece las secciones transversales y longitudinales del sitio de emplazamiento. Se prepara los datos requeridos por el modelo matemático lluvia- escorrentía HYMO 10. Se obtuvo la gradiente hidráulica característica de la sección de emplazamiento del puente basándose en el perfil longitudinal del tramo contiguo a la sección, al nivel de la lámina de agua, el mismo que fue obtenido de la topografía auxiliar.

- Se realiza, una apreciación de las condiciones climáticas de la zona, utilizando la información que proporcionan las estaciones meteorológicas representativas de la zona.
- La precipitación, factor determinante del régimen hidrológico de la zona y en la formación de las crecidas, se estudio en el ámbito de las intensidades de la lluvia, mediante la metodología propuesta por el MTOP.
- El estudio de caudales de diseño y la determinación del galibo mínimo de seguridad, por el tamaño de la cuenca hidrográfica, se fundamentó en el método Racional alternativamente se calculó el Modelo Hidrológico Lluvia-Escorrentía, HYMO 10, de gran aplicabilidad a las condiciones orográficas y del relieve del país.
- Finalmente, se determinó la socavación general y lateral del lecho del río, mediante la aplicación del método de L.L.Lischtván – Lebediev.

2. INFORMACIÓN BÁSICA

2.1 INFORMACIÓN DE CAMPO

Con la finalidad de ajustar el estudio a las características del sitio del Proyecto, se evaluaron las condiciones físicas, de cobertura vegetal y orográfica de las quebradas del Proyecto, en los sitios de cruce y sus correspondientes cuencas hidrográficas, estableciéndose las siguientes aproximaciones, para el caso de la Qda. Grande:

Bosque: 10%, correspondiente al bosque seco montano bajo.

Pastizal: 20%, en las zonas de la cuenca que están con pastos.

Pradera: 15%, entendiéndose a la misma, como aquellas extensiones con cobertura vegetal al pajonal y matorral.

Cultivos: 55%, cultivos principalmente maíz.

Se recabaron datos característicos del suelo y sus materiales constitutivos, en el cauce del río, con los siguientes resultados estimados:

Base en un estrato pedregoso prácticamente aflorante, por lo que casi todas estas quebradas secas, se emplean para el minado del material de construcción. El Lecho del río se consideró de características no cohesivas, con la presencia de cantos rodados medianos homogéneos.

La relación suelo-cobertura del cauce del río, para la estimación de la rugosidad del lecho, se asumió en el lecho natural, con los siguientes datos asumidos:

OI Lecho de inundación, con vegetación arbustiva y pasto: $n = 0.07$.

OI Taludes casi verticales, sin vegetación: $n = 0.05$

Lecho del río: No cohesivo con cantos rodados pequeños: $n = 0.035$.

OD Taludes casi verticales, sin vegetación: $n = 0.05$.

OD Lecho de inundación, con vegetación en los taludes del cauce: $n = 0.07$.

En este sitio el lecho de la quebrada es bien definido, profundo, con pendiente de magnitudes medias, ya que es un curso de agua que desciende de las estribaciones del Imbabura.

2.2 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

El estudio se basó en la cartografía elaborada por el IGM a escala 1:50.000, los mapas temáticos de cobertura vegetal y suelos del CLIRSEN a escala 1:20.000 y 1:250.000 y en los planos de la topografía auxiliar de la sección del puente a escala 1:500.

Sobre las cartas se ubicó el sitio de implantación del puente, se efectuó el trazado de la cuenca vertiente y la determinación de los parámetros físicos-morfométricos principales.

2.3 INFORMACIÓN HIDROMETEREOLÓGICA

En la zona de estudio no se dispone de datos hidrológicos directos por lo que los análisis se los realiza a partir de la información de precipitaciones, el parámetro de mayor influencia en el régimen hídrico en el Ecuador. La información meteorológica básica para los cálculos que se efectúan en el estudio correspondiente a la utilizada por el MTOP, en la actualización de las Normas de Drenaje, tomando como base la publicación del INAMHI “Cálculo de Lluvias Intensas”.

Según dicha publicación, el territorio, continental ecuatoriano ha sido dividido en 35 zonas homogéneas desde el punto de vista de las características de los aguaceros. El área bajo estudio pertenece a la Zona N° 11, que comprende la zona de Ibarra.

2.4 INFORMACIÓN DE USO ACTUAL Y SUELOS DE LA ZONA

La información correspondiente a geomorfología, uso actual y tipos de suelo, se obtuvo, tanto del recorrido para la observación de las características de la cuenca hidrográfica y de los estudios realizados actualmente por CLIRSEN, ECOCIENCIA y hace algunos años por PRONAREG- ORSTOM para el sector.

- **2.4.1 Visión General de los Suelos.-** En las cuencas de las quebradas del Paso Lateral de Ibarra los suelos corresponden a proyecciones volcánicas recientes, en el tipo de los suelos Francos.

Estos suelos están formados sobre depósitos de lápilis y cenizas que se transforman según el clima en arcilla o alófono; se diferencian por su edad o por el clima bajo el cual se desarrollan.

Los suelos Francos, resultan de una meteorización más intensa, debida a climas menos secos. Son ricos en materia orgánica y nutriente, siendo los más fértiles del callejón interandino.

Estos suelos son permeables y retienen parte del escurrimiento superficial.

- **2.4.2 Vegetación y Cultivos.-** La vegetación corresponde en los pisos altitudinales al Bosque Seco Montano Bajo, que se ubica entre los 2000 y 3000 m.s.n.m. Los límites de temperatura son de 18 a 12 ° C y recibe una precipitación media anual entre 250 y 500 mm.

En la sierra, el Bosque Seco Montano Bajo se encuentra desprovisto de su cubierta vegetal natural; sin embargo, como plantas representativas se pueden citar al Nogal, Chinchín, Sigse y Cholan.

3. PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE LAS CRECIDAS

3.1 PARÁMETROS FÍSICOS MORFOMÉTRICOS

Las características físico – morfométricas han sido determinadas, mediante la utilización de planimetro, curvímetro, mediciones a escala y apreciaciones directas en las diferentes cartas de la zona.

CUENCA	A	P	L	Ht	Hmáx	Hmín	Hc	Sc
	Km ²	Km	Km	M	m	m	m	m/m
Qda. Grande	3.5	9.0	3.6	560	3300	2520	453.3	0.1259

A: Área de la cuenca en Km.

P: perímetro de la cuenca en Km.

L: Longitud del cauce principal en Km.

Ht: Altitud máxima del curso de agua más largo en m.

Hmáx: Altitud máxima del curso de la cuenca hidrográfica en m.

Hmín: Altitud mínima del curso de la cuenca hidrográfica en m.

Hc: Desnivel Crítico del cauce en m.

Sc: Pendiente de la cuenca en m/m.

En el anexo 3 se hace constar el gráfico de desnivel crítico del cauce Hc.

3.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración, o tiempo de flujo desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca, se ha determinado a partir de los datos físico-morfométricos de la cuenca, mediante la formula de Kirpich, recomendada por el MTOP para estos casos. Su expresión de cálculo es la que se indica a continuación.

$$T_c = \left(0.87 \frac{L^3}{H_c} \right)^{0.385}$$

En donde:

Tc: Tiempo de Concentración en horas

L: Longitud del río en Km.

Hc: Desnivel Crítico en m.

Los resultados del cálculo del tiempo de concentración se presentan en la siguiente tabla:

Cuenca	Tc (Horas)	Tc (min.)
Qda. Grande	0.39	23.7

La diferencia de tiempo dt , que se utiliza en los histogramas de precipitación e histogramas de caudales de diseño es:

$$dt = 4.7 \text{ min} = 0.08 \text{ horas}$$

3.3. RECURRENCIA DE DISEÑO

El periodo de retorno o recurrencia de diseño escogido, se basa en un coeficiente de riesgo R que depende de factores socioeconómicos, de impacto o vulnerabilidad y de diseño que influyen en la vida o importancia de la obra, según se indica a continuación:

Coeficiente de riesgo	Tr(años)
$10.0 < C < 16.7$	25
$16.7 < C < 23.3$	50
$23.3 < C < 30.0$	100

El MTOP en la revisión del Manual de Drenaje propone una matriz para el cálculo del Coeficiente de riesgo, la cual se basa en la ponderación cuantitativa y cualitativa de diferentes factores. La aplicación de dicha matriz en el presente estudio, ha conducido a la obtención de los siguientes resultados:

**Tabla para la selección de la recurrencia de diseño del puente sobre la
Qda. Grande**

FACTOR	COEFICIENTES			SITIO DEL PUENTE
	1	2	3	
Daños a la carretera	Bajo	Mediano	Alto	3
Daños fuera de la carretera	Bajo	Mediano	Alto	1
Pérdida potencial de vidas	Bajo	Mediano	Alto	1
Altura del terraplén de acceso	<6 m	6 a 15 m	> 15 m	2
Costo de reposición	Bajo	Mediano	Alto	3
Tráfico promedio diario (TPDA)	< 100	100	> 750	1
Existencia caminos alternativos	Sí	Poca	Ninguna	1
Número de crecidas registradas	Ninguna	Una	Varias	3
Impacto económico	Bajo	Mediano	Alto	2
Otros (Defensa, Sanidad, etc.)	No	Tal vez	Sí	3
C				20

De donde se obtiene un periodo de recurrencia de:

$$C = 20$$

$$Tr = 50 \text{ años}$$

El análisis definitivo se efectúa para una recurrencia de 100 años.

4. ESTUDIO Y ANÁLISIS DEL CLIMA, PLUVIOMETRÍA E INTENSIDADES

4.1. ANÁLISIS DE LA CLIMATOLOGÍA DE LA ZONA

El clima en el Ecuador está condicionado, tanto por la posición ecuatorial del país, como por la presencia de la Cordillera de los Andes, que permiten una amplia gama de climas, aún en distancias relativamente cortas.

El Ecuador está ubicado dentro de la faja ecuatorial (dentro de los 5° de latitud norte y sur), lo que hace que los parámetros meteorológicos a escala global, estén influenciados por el desplazamiento anual de la zona de Convergencia Intertropical (ZCIT), del Ecuador térmico, la vaguada del Sur y el desplazamiento anual del ciclón térmico de la Amazonía.

El clima está caracterizado por presiones atmosféricas bajas, humedad fuerte y temperaturas elevadas y un desplazamiento periódico hacia el hemisferio de verano.

Por otra parte, en la cercanía de los 30° de Latitud Norte y Sur, existen anticiclones subtropicales con aire menos húmedo, menos caliente y con altas presiones atmosféricas, lo que provoca su desplazamiento hacia las bajas presiones del cinturón ecuatorial y que se denomina Zona de Convergencia Intertropical.

Las masas de aire provenientes de los dos hemisferios entran en contacto y generan un frente intertropical, que es una zona de inestabilidad con perturbaciones atmosféricas, al tratar cada una de imponer su dominio. En el transcurso del año, el frente intertropical está sometido a los mismos desplazamientos que la faja ecuatorial, dando como consecuencia el invierno y el verano de la costa.

Adicionalmente, se tiene la presencia de masas de aire locales, que generalmente son de cuatro tipos:

- Masas de aire caliente, de origen oceánico, se localizan sobre el Pacífico. Son muy Húmedas y se desplazan hacia el continente y al llegar a las

estribaciones de la Cordillera Occidental, el aire sube por convención, pero por enfriamiento adiabático su humedad se condensa hasta formar nubes y originar precipitaciones. De esta espesa capa de nubes una fracción apreciable penetra en el callejón interandino y afectan al proyecto.

- Masas de aire caliente de origen continental se localizan sobre la región Amazónica. Por similar proceso al anteriormente descrito, descargan su humedad en la vertiente este de la Cordillera Oriental y, a veces, invaden la zona interandina.

Este tipo de viento interviene sobre la zona del proyecto.

- Masas de aire templado se sitúan sobre la mayor parte de los Andes, entre los 2.000 y 3.000 m de altura. Este tipo de influencia se presenta en la zona del proyecto.
- Masas de aire frío, de reducida extensión geográfica, se localizan alrededor de la cumbre de los principales volcanes. También afectan a la cuenca en estudio.

4.2. PARÁMETROS CLIMÁTICOS

El comportamiento sistemático del clima, el mismo que se observa en el aumento de la altitud especialmente en las zonas montañosas, se debe a la influencia de la topografía en la atmósfera, esto se refleja muy bien en los gradientes verticales de los parámetros meteorológicos. En un amplio sentido, el relieve influye en los mas significativos contrastes tipoclimatológicos.

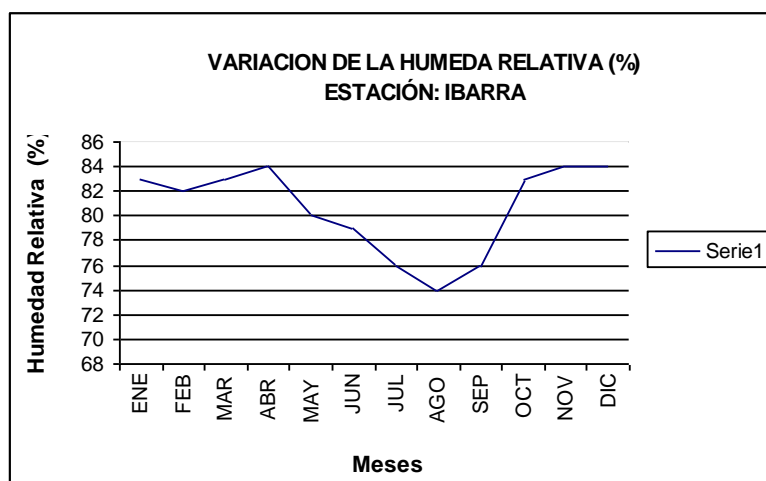
La zona de estudio es de características montañosas. Los parámetros climáticos característicos de la zona, fueron determinados en la estación meteorológica del Aeropuerto de Ibarra, representativa para las cuencas hidrográficas de proyecto.

Humedad Atmosférica.

Para la evaluación de los parámetros climáticos, como la humedad relativa, se utilizó la información de la estación del Aeropuerto de Ibarra, que se ubica en el sector del proyecto.

Como se puede ver en el cuadro y grafico los parámetros climáticos, la zona de ubicación de la vía, tiene húmeda relativamente alta durante todo el año. En el sector la media de humedad anual es del 81%. Los valores de humedad fluctúan en íntima relación con los periodos lluviosa, como se vera más adelante

Los extremos son mucho más estables, con variaciones máximas y mínimas medias entre 84 y 74 % respectivamente.

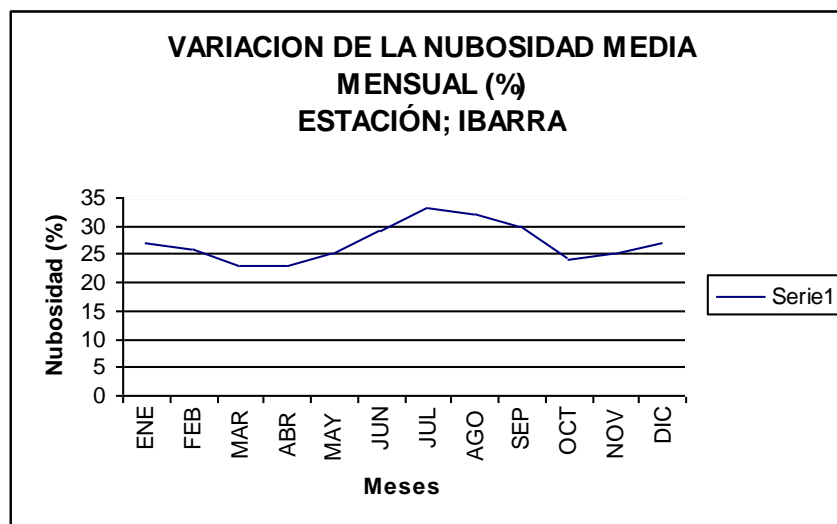


MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
MEDIA	83	82	83	84	80	79	76	74	76	83	84	84	81

Nubosidad

Como se desprende del cuadro y gráfico, para las zonas las variaciones de la nubosidad tienen valores entre 23 y 33 %, entre los meses de marzo-abril y julio, respectivamente.

La distribución de la nubosidad media, para la zona, tiene un valor de 27 % y su distribución es bimodal, con dos mínimos.



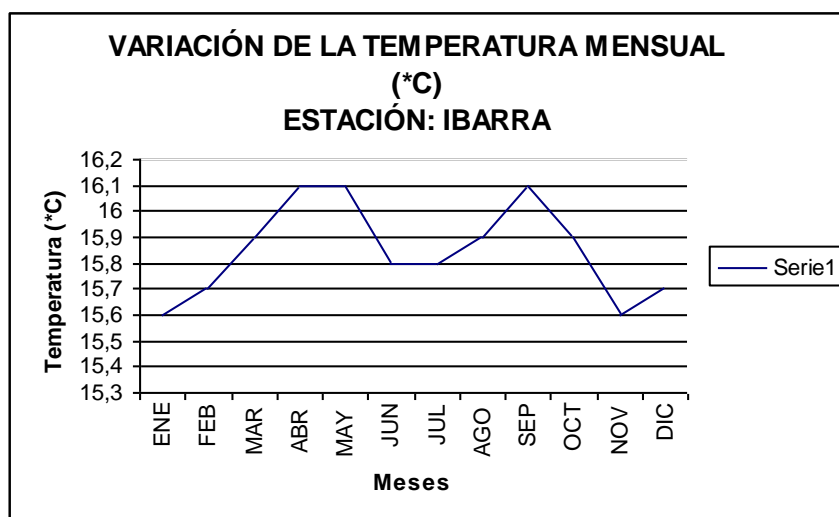
MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
MEDIA	27	26	23	23	25	29	33	32	30	24	25	27	27

Temperatura Del Aire

Del cuadro y gráfico, se desprenden que la temperatura media de la zona tiene poca o ninguna variación. En Ibarra se tiene una media de 15.8 ° C.

En el gráfico, la curva describe la distribución mensual de la temperatura del aire en el transcurso del año. Al interpretar el gráfico, se establece el carácter bimodal del flujo anual de la temperatura media, con valores máximos en mayo y septiembre y mínimos en el verano, siendo mínima su variación en el transcurso del año.

Las temperaturas más elevadas se presentan en los meses de abril, mayo y septiembre descendiendo entre noviembre- enero y junio-agosto. Los valores extremos de temperatura, fluctúan entre 15.6 y 16.1 ° C.



MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
MEDIA	15,6	15,7	15,9	16,1	16,1	15,8	15,8	15,9	16,1	15,9	15,6	15,7	15,85

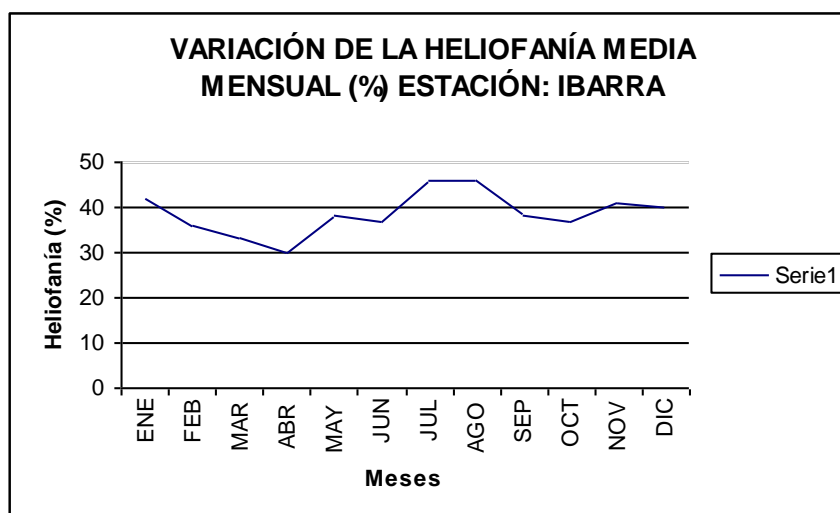
Evaporación

Por cuanto, se consideró de mayor interés estudiar no únicamente la evaporación sino, más bien un parámetro que de un criterio cabal del entorno natural, en el capítulo correspondiente a balance Hídrico, se analiza la evapotranspiración natural y evapotranspiración la real.

Insolación

En el cuadro y gráfico, la cantidad de horas con brillo solar que inciden en el área de estudio corresponden a valores anuales del 39%.

Los mayores valores en Ibarra se presentan en julio-agosto, con el 46% y los menores en abril con el 30 %.

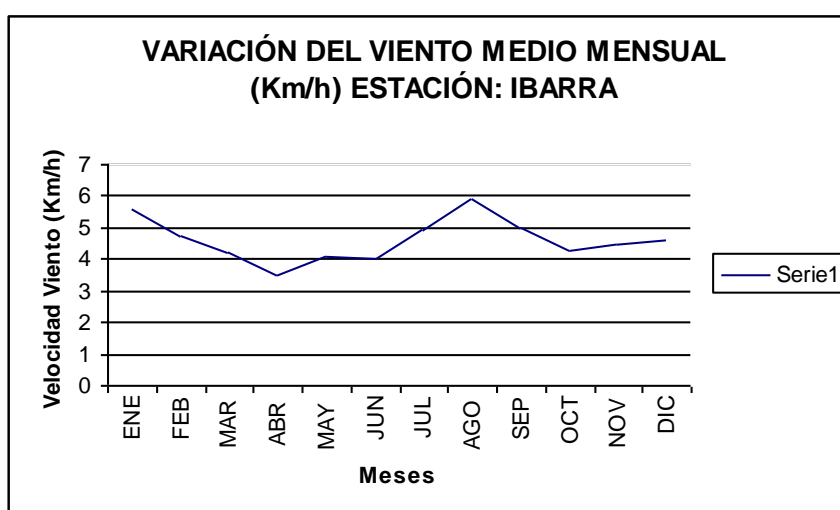


MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
MEDIA	42	36	33	30	38	37	46	46	38	37	41	40	39

Viento

En el movimiento de las masas de aire con relación a la superficie terrestre, por lo general se entiende como la componente horizontal de este movimiento.

En el cuadro y gráfico, se presentan los valores multianuales de velocidad del viento registrados en la estación de referencia. El valor medio anual es de 4.6 Km/h y el mínimo en abril con un valor de 3.5 Km/h.



MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
MEDIA	5,6	4,7	4,2	3,5	4,1	4,00	4,9	5,9	5,00	4,3	4,5	4,6	4,61

Precipitación

La precipitación en el Ecuador, es el parámetro que más impacto causa en la infraestructura del país, siendo consecuencia de ella las inundaciones, las crecidas torrentosas y los deslizamientos.

Como puede apreciarse en el cuadro y gráfico de variación de la precipitación media mensual y anual del **anexo 4**, el total anual de precipitación en Ibarra alcanza los 635.5 mm anuales, considerándose una zona seca de país.

En el gráfico se puede establecer el carácter bimodal de la precipitación, característico de la Zona Interandina. En la zona del proyecto, los máximos se ubican en abril y noviembre. Los mínimos se presentan de junio a septiembre.

Balance Hídrico

El estudio del Balance Hídrico que se establece entre la superficie terrestre y el aire (sistema suelo-atmósfera), relaciona dos procesos inversos de la evapotranspiración y de la precipitación.

Para el caso del Paso Lateral de Ibarra, del análisis correspondiente, realizado en el gráfico y cuadro de Balance Hídrico, que consta en el **anexo 4**, se concluye que en la zona de estudio los valores de evapotranspiración potencial difieren de los de evapotranspiración real.

En Ibarra, la ETP es de 726 mm y la precipitación es de 636 mm anuales, la evapotranspiración es elevada y mayor a la precipitación. se determina que existe déficit en los meses de verano.

4.3. RÉGIMEN HIDROLÓGICO

En el aspecto hidrológico, como es característico de los ríos ecuatorianos, el comportamiento hidrológico obedece al régimen de precipitaciones, que en la zona del proyecto es mixto; húmedo en la cuenca alta y casi seca en la cuenca baja.

Los caudales máximos ocurrirán entre febrero y abril y los mínimos provenientes del aporte de las aguas subterráneas se presentaran entre julio y agosto.

4.4. OBTENCIÓN DE LA CURVA DE MASA DE PRECIPITACIÓN

La determinación de la curva de masas de precipitación se basó en las ecuaciones pluviométricas descritas en la publicación: “Estudio de Lluvias Intensas”, que forma parte de las normas y recomendaciones del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. El área del proyecto se ubica en la Zona 11 según la sectorización propuesta en dicho estudio y las ecuaciones pluviométricas correspondientes son:

- Para duraciones de la lluvia de $5\text{ min} < t < 60\text{ min}$:

$$I_{tr} = 137.27 t^{-0.5153} Id_{tr}$$

- Para duraciones de la lluvia de $60\text{ min} < t < 1440\text{ min}$:

$$I_{tr} = 578.56 t^{-0.8736} Id_{tr}$$

En donde:

t : Duración de la lluvia, igual al tiempo de concentración (minutos),

Tr: periodo de retorno en años,

Id, tr: valor determinado del gráfico de intensidades máximas diarias de precipitación para Tr igual a 50 y 100 años tomados del Estudio de Intensidades antes indicado,

En el **añexo 5** se presentan los gráficos de la zonificación de intensidades de Precipitación e Isolineas de Intensidades Máximas Diarias para $Tr = 50$ y $Tr = 100$ años.

Los valores de I_d para la cuenca son:

Cuenca	I_{d50} (mm/h)	I_{d100} (mm/h)
Qda. Grande	3,2	3,5

Con los datos de Intensidad diaria y aplicando las ecuaciones indicadas se elaboró el cuadro de Cálculo de la curva de Masa de Lluvia, que consta en el anexo 6. La curva de masa constituye el histograma de diseño para el cálculo de la crecida en el punto de interés, en el Modelo Hymo 10. Se aplicó un coeficiente de reducción areal de 0.99.

El valor de la intensidad de la precipitación, para periodos de recurrencia de 50 y 100 años es:

Cuenca	I_{50} (mm/h)	I_{100} (mm/h)
Qda. Grande	86.0	94.0

5. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL Y NIVEL DE DISEÑO

5.1. DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS DE CRECIDA

Como se mencionó anteriormente, para el cálculo de crecidas se empleó el Método Racional y alternativamente el Modelo Hidrológico Hymo 10.

5.1.1. MÉTODO RACIONAL

El método se basa en las siguientes consideraciones, si una lluvia de intensidad uniforme (1) cae sobre la totalidad de la cuenca y dura el tiempo necesario para que todas sus partes contribuyan al derrame del punto de descarga, el caudal resultante será directamente proporcional a la intensidad de precipitación menos las pérdidas por infiltración y evaporación estimadas a través del coeficiente de escurrimiento (C).

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Donde:

Q: Caudal máximo en m³/s

C: Coeficiente de escurrimiento.

I: Intensidad de precipitación en mm / hora.

A: Área de la cuenca en Km²

Cálculo el coeficiente de escurrimiento “C”

Para el cálculo del valor de C, se acudió al análisis de los datos del suelo y la vegetación del capítulo 2.4, numerales 2.4.1 y 2.4.2; realizándose una selección propia de la Zona, mediante un cuadro de variación de C, que se elaboró en base a los criterios del Manual de drenaje del MTOP expresados en la tabla 4, que es la siguiente:

VALORES DE "C" PARA APLICAR EN LA FÓRMULA $Q = CIA$					
De: Rational Design of Culverts and Bridges - Texas Highway Department					
Relieve y Pendiente Terreno	Naturaleza Suelo	Cubierta Vegetal			Suelo Desnudo
		Bosque	Pradera	Cultivado	
Llano 0 - 1 %	Permeable No Perm.	0,15- 0,20	0,20- 0,25	0,25-0,35	
		0,15- 0,20	0,25- 0,35	0,30-0,40	
Ondulado 1 - 3,5 %	Permeable No Perm.	0,15- 0,20	0,30- 0,40	0,45-0,65	
		0,15- 0,20	0,35- 0,45	0,50-0,70	
Colinas 3,5 - 5,5 %	Permeable No Perm.	0,20- 0,25	0,35- 0,45	0,60-0,70	
		0,25- 0,30	0,45- 0,55	0,70-0,85	
Montañoso > 5,5 %		0,70- 0,80			0,80- 0,90

NOTA: Suelos permeables: Arenoso-Limoarenoso-Loam arenoso
Suelos no permeables: Arcilloso-Limo arcilloso-Loess
arcilloso

El valor del coeficiente de escurrimiento empleado en el estudio, corresponde a un promedio ponderado de los valores individuales a las diferentes combinaciones del complejo suelo (permeabilidad) – vegetación (densidad de la cobertura).

Donde: $C = 0.431$

En el anexo 7 se presenta el cuadro de cálculo de coeficiente de escurrimiento C.

Cálculo del Caudal Máximo – Método Racional

DATOS:

$$I = 67.40 \text{ mm/hora}$$

$$A = 5.75 \text{ Km}^2$$

$$C = 0.385$$

$$Q = C * I * A$$

$$Q_{\text{máx}_{100}} = 39.4 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

5.1.2. Cálculo del Número de Curva (CN)

El exceso de precipitación o precipitación efectiva, que constituye el dato de entrada para el cálculo de los hidrogramas de crecida en el modelo HYMO 10, es la precipitación que no se retiene en la superficie de la cuenca y tampoco se infiltra en el suelo. Esta, después de fluir a través de la superficie de la cuenca, se convierte en escorrentía directa.

El U:S. SoilConservationService (1972), desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de un atormenta, partiendo del principio de que para una tormenta, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la precipitación total P .

Al representar en gráficas la información de P_e y P para muchas cuencas, el Scs encontró una serie de curvas, las cuales fueron estandarizadas, mediante un número adimensional denominado CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables $CN = 100$ y para superficies naturales $CN < 100$. Los números de curva han sido tabulados para diferentes tipos de humedad antecedente, tipos de suelo y uso de la tierra.

El cálculo de CN ha sido realizado tomando en consideración el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se ha considerado una condición antecedente de humedad media. El suelo, desde el punto de vista de su influencia en el escurrimiento superficial no es muy importante y tiene rasgos de permeabilidad, lo que no favorece el escurrimiento rápido.

Se ha establecido que el bosque ocupa el 10 % del área de la cuenca, el pasto natural o pajonal en un 20 %, la vegetación arbustiva baja de la pradera en un 15 % y cultivos en una extensión del 55 %.

Para estos valores el número hidrológico es: **CN = 79**

En el anexo 8 se presenta el cuadro del cálculo del número hidrológico CN.

5.1.3. Modelo HYMO 10

Con la finalidad de aplicar otro método en los cálculos del caudal de máxima crecida, se empleó el programa de modelación hidrológica HYMO 10. Este modelo utiliza la técnica del hidrograma unitario instantáneo HUI y constituye una adaptación del modelo HYMO de Jimmy W. Williams y Roy W. Hann de la Agricultural Research Service U.S.D.A., realizada por el INCYTH (Centro Regional andino de Argentina). El método aceptado por el Mtop es un modelo lineal de parámetros concentrados sobre áreas determinadas que concuerda con la teoría básica del HUI. Este utiliza para la simulación del proceso lluvia – escorrentía, la información pluviométrica, información físico morfométrica de la cuenca e información relativa a uso actual de la cuenca, suelo y cobertura vegetal.

El programa del modelo HYMO 10 contiene la formulación matemática del Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI) expresado en forma adimensional (q/QP ; t/TP), dividido en tres zonas.

Zona 1, para $0 \leq t / TP \leq t_p / TP$:

En esta zona, la ecuación del HUI responde a la aplicación de la analogía de Nash de n – embalses lineales en serie.

$$\frac{q}{QP} = \left(\frac{t}{TP}\right)^{n-1} e^{-(n-1)\left(\frac{t}{TP}-1\right)} \quad (1)$$

En donde:

TP: Tiempo al pico del HUI calculado como:

$$TP = 1.4413 * A^{0.298} * HT^{-0.460} * L^{0.726}$$

En donde:

A: Área de la cuenca en Km²

HT: Diferencia de elevación entre el punto más alejado del cauce más largo y la sección de control, en metros

L: Longitud del cauce más largo en Km

t_{PI}/TP : Es la abscisa correspondiente al punto de inflexión de la rama descendente del HUI(comienzo de la curva de recesión) y calculada como:

$$\frac{t_{PI}}{TP} = 1 + \sqrt{\frac{1}{n-1}}$$

t_{PI} : Tiempo al punto de inflexión del HUI.

QP: Caudal pico del HUI.

N: Cantidad de embalses lineales en la analogía de Nash que se calcula como:

$$n = \frac{0.05}{\frac{k}{TP} \left[0.05 - \ln \left(1 + \frac{0.05}{1 + \sqrt{\frac{1}{n-1}}} \right) \right]} + 1$$

Ecuación que se resuelve mediante iteraciones sucesivas, en donde:

K: Coeficiente de los embalses klineales de la Analogía de Nash (constante de resección del HUI) que el modelo calcula mediante la siguiente expresión:

$$K = 5.9485 * A^{0.107} * HT^{-0.777} * L^{1.025}$$

El valor de máxima escorrentía se calcula mediante la ecuación:

$$QP = 7.061 * \frac{A * B}{TP}$$

En donde:

A: Área de la cuenca en Km²

B: Valor inverso al área encerrada por el HUI

TP: Tiempo al pico en horas.

Determinado así el HUI, el modelo procede a calcular, mediante el proceso de convolución, el hidrograma respuesta de la cuenca a la precipitación efectiva mediante el valor de CN (Número de Curva o Número Hidrológico) según la metodología del U.S. SoilConservationService.

El valor del caudal obtenido por este método, para una recurrencia de 100 años es:

$$Q_{100} = 19.3 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

El resultado del cálculo del caudal máximo por este método, para el periodo de retorno indicado, se presenta en el anexo 9, en el reporte del paquete computacional del Modelo HYMO 10 para el Cálculo de caudales Máximos.

5.1.4 Resultados del Cálculo

Como se mencionó en la metodología, el Método Racional considera los cálculos en las condiciones más críticas y es muy aplicable a cuencas de pequeña magnitud, por lo que se considera óptimo para este tipo de cuencas hidrográficas, por lo que se acepta este valor para el diseño

hidráulico. De igual manera, de acuerdo a los Términos de Referencia y Normas del MTOP, los puentes se calculan para retornos de 100 años.

el resultado de diseño hidráulico es:

$$Q_{\text{máx}_{100}} = 39.4 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

5.2. NIVEL DE MÁXIMA CRECIDA Y VELOCIDAD MÁXIMA

Definida una sección transversal de río, en el sitio de implantación del puente sobre la Qda. Grande, se calculó una curva de descarga para la determinación del nivel de máxima crecida, utilizando el modelo HYMO 10, que emplea la metodología de la ecuación de Manning.

Con la utilización de un perfil longitudinal del lecho del río, en un tramo aguas abajo y arriba del sitio, se calculó la pendiente hidráulica del tramo, con el siguiente resultado:

$$J = 0.0735$$

De tablas se obtuvo la rugosidad del lecho y taludes del cauce del río, igual a 0.035, para el lecho con escurrimiento permanente con poca vegetación y cauce definido. En los taludes inferiores 0.05 y 0.07 en la planicie de inundación.

Con esta información básica, se obtuvo la curva de descarga y el nivel que alcanza la máxima crecida, con el siguiente resultado:

$$N_{100}=2503.6$$

Si se establece, según normas, un gálibo de mínimo 2m, grosor de la estructura (viga) de 2.00m, la cota de la rasante mínima del puente sería:

$$\text{Cota Rasante} = 2503.6 \text{ (m)}$$

Adicionalmente se calculó el área hidráulica, la velocidad de flujo y el ancho del río, para la crecida de diseño, cuyos valores son:

Sitio de Implantación	Área Hidráulica (m ²)	Velocidad de la Crecida (m/s)	Ancho de la Sección (m)
Qda. Grande	6.78	5.81	8.0

En el anexo 10, consta el cuadro de método de generación de curvas de descarga y la sección transversal del cauce.

6. CRITERIO PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

Con el propósito de establecer el grado de erosibilidad del cauce, y en función de este, el tipo de estructura, se recurre al cálculo del número de Froude según la fórmula:

$$No. FROUDE = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

En donde:

V: Velocidad correspondiente al caudal máximo instantáneo en m/s

g: Aceleración de la gravedad en m/s²

h: Tirante A/B en m

A: Área de la sección hidráulica en m²

B: Ancho del espejo de agua en m.

Para un periodo de retorno de 100 años:

V = 5.81 m/s

A = 6.78 m²

B = 8.00 m

Nº Froude = 2.02

Un primer criterio establece que: si el número de Froude es mayor a 0.8, es necesario salvar totalmente el cauce con la estructura y si el número de Fraude es menor a 0.8, se pueden colocar pilas intermedias o estrechar la sección para disminuir la luz del puente por consideraciones económicas. También la Hidráulica establece que los números de Fraude mayores a 1.0, determinan la condición del flujo supercrítico.

Un segundo factor tiene relación con la velocidad del agua para la crecida de diseño; en este caso, por su efecto erosivo y torrencialidad que pueda provocar el colapso de la estructura del puente. Son admisibles valores de velocidad de hasta 4 m/s y en torrentes la misma puede alcanzar hasta los 10m/s.

Por tanto, en el caso del puente en estudio, el flujo es torrentoso y peligroso por efecto de la velocidad de la crecida.

Por lo expuesto y en consideración a los resultados obtenidos, se recomienda la siguiente luz mínima para el puente:

Luz mínima del Puente = 48.0 a 61.0 (m)

Este valor se deberá considerar en cuanto a las restricciones hidrológicas e hidráulicas.

Otras consideraciones viales y de suelo pueden variar la luz del puente, pero el valor mínimo que se debe respetar es el que se indica.

7. ANÁLISIS DE LA SOCAVACIÓN GENERAL DEL CAUCE

En general se puede definir a la socavación como el efecto erosivo que produce la corriente de agua sobre el cauce y orillas de un río, por efecto de la velocidad de una crecida, al arrastrar el material del lecho. Este análisis se lo efectúa con la finalidad de conocer el riesgo de la estabilidad de la estructura en sus elementos de cimentación.

En el caso del puente sobre la Qda. Grande, de acuerdo a los datos de campo y a la información obtenida en los estudio geológico y geotécnico referenciales, **se establece que el cauce se encuentra sobre material granular y aluvial.**

La socavación general del cauce se refiérela descenso del fondo del río cuando se produce la crecida, debido al aumento de la capacidad de arrastre del mismo. El método utilizado para el cálculo fue el de Lischtván – Lebediev, tomando en cuenta las siguientes consideraciones y criterios:

- Que el suelo es “no cohesivo”;
- Que el río tiene un “cauce definido” y;
- Que el lecho está compuesto de “material aluvial homogéneo”.
- Para estas condiciones se formula la siguiente ecuación:

$$H_s \leq \frac{\alpha * H^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * d_m^{0.28}} > \frac{1}{1+x}$$

Donde:

H_s : Tirante en el punto que se calcula la socavación en m.

α: Constante definida por la expresión

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} * Be * \mu}$$

Ecuación en la que:

Qd: Caudal de diseño en m³/s

Hm: Tirante medio de la sección (Ae/Be) en m

Ae: Área hidráulica efectiva en m²

Be: Ancho efectivo en m

μ : Coeficiente de concentración, determinado en tablas

H_o : Profundidad de cada punto de la sección transversal, respecto a la cota máxima

β : Coeficiente que depende de la probabilidad de ocurrencia del caudal de diseño, valor que se determina a partir de las tablas

d_m : Diámetro medio de las partículas del cauce del río en m

$1/1+x$: Exponente variable que es función de d , obtenido de tablas

El nivel de socavación máxima teórica alcanza los siguientes valores:

Nivel de Socavación Máximo = 1.20 m

Abscisa = 0 + 421 m

Cota = 2501.42 m

El valor mínimo de cimentación, por consideraciones hidráulicas sería: 2501 m

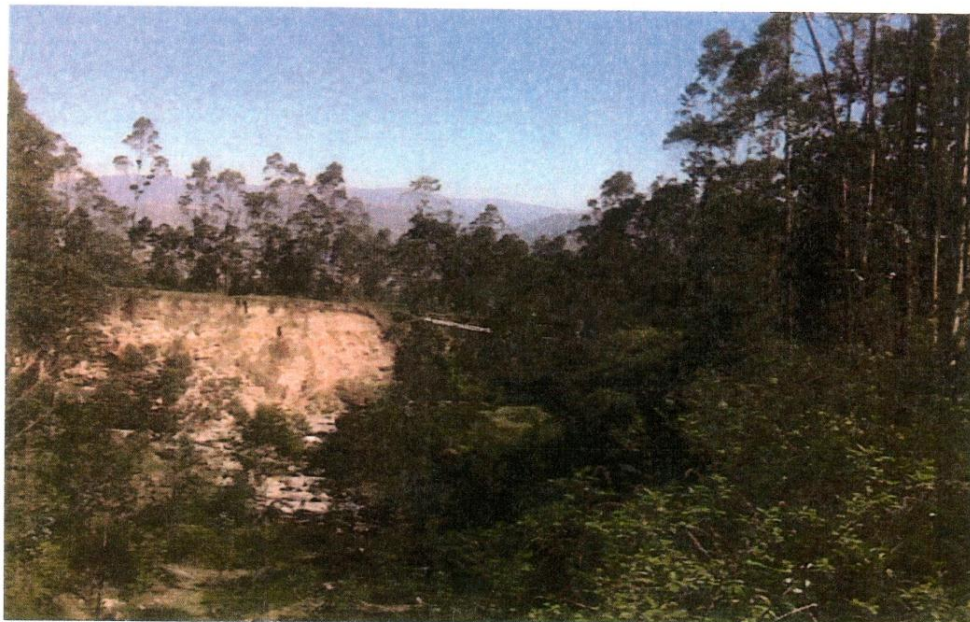
Este valor podrá variar, en función del tipo de suelo en donde se cimenten los estribos del puente.

En el anexo 11, consta el cuadro de los resultados en el cálculo de la socavación general. De igual manera, se ha graficado en la sección transversal del eje del puente, el perfil de socavación e implantación del puente donde consta la línea hipotética de socavación e implantación del puente.

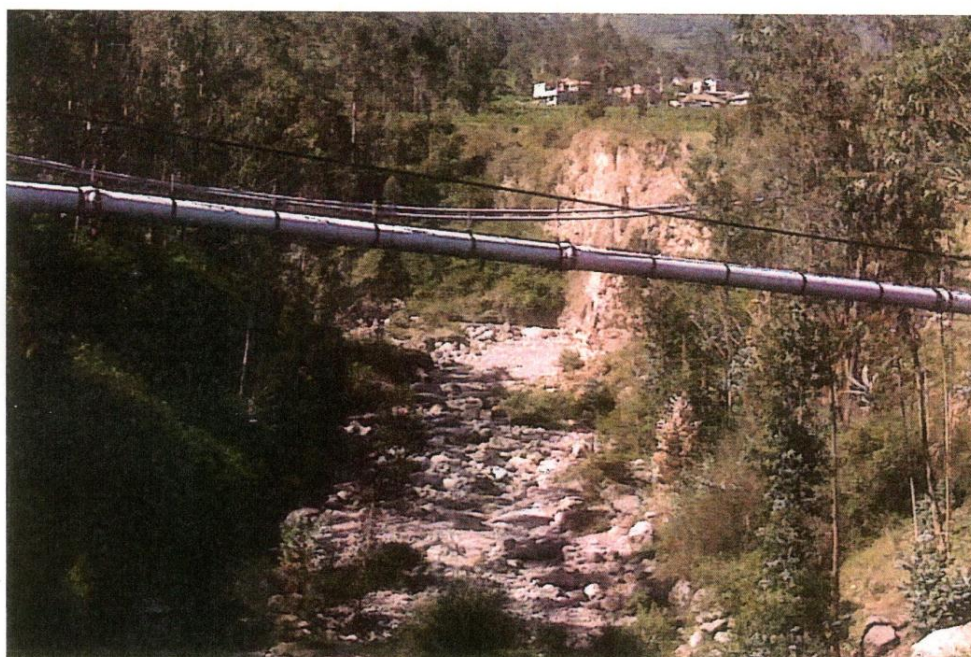
ANEXO ESTUDIO HIDROLÓGICO

ANEXO 1. FOTOGRAFÍAS DE LA UBICACIÓN DEL PUENTE

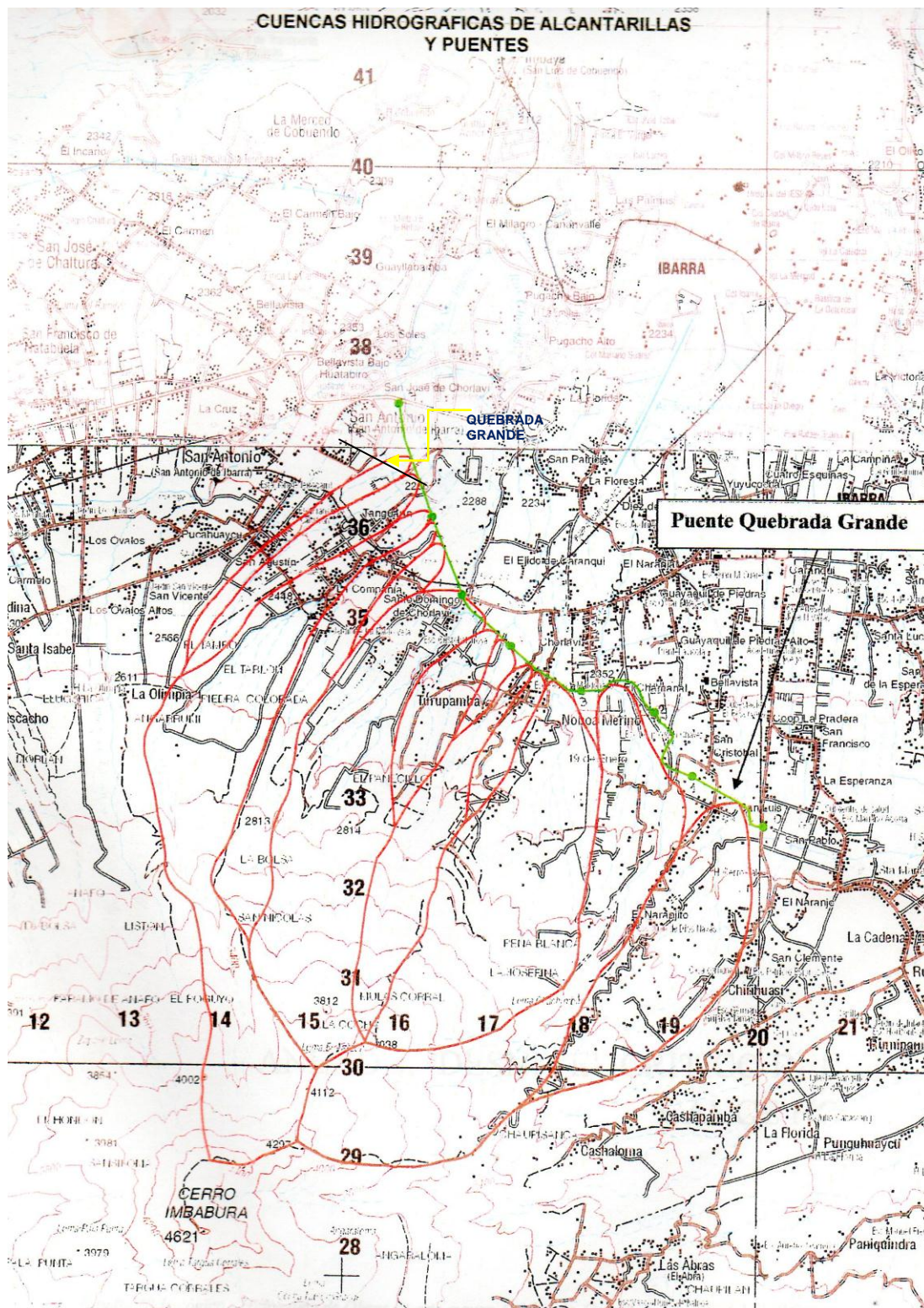
CARACTERÍSTICAS DE LAS QUEBRADAS Y SUS CAUCES



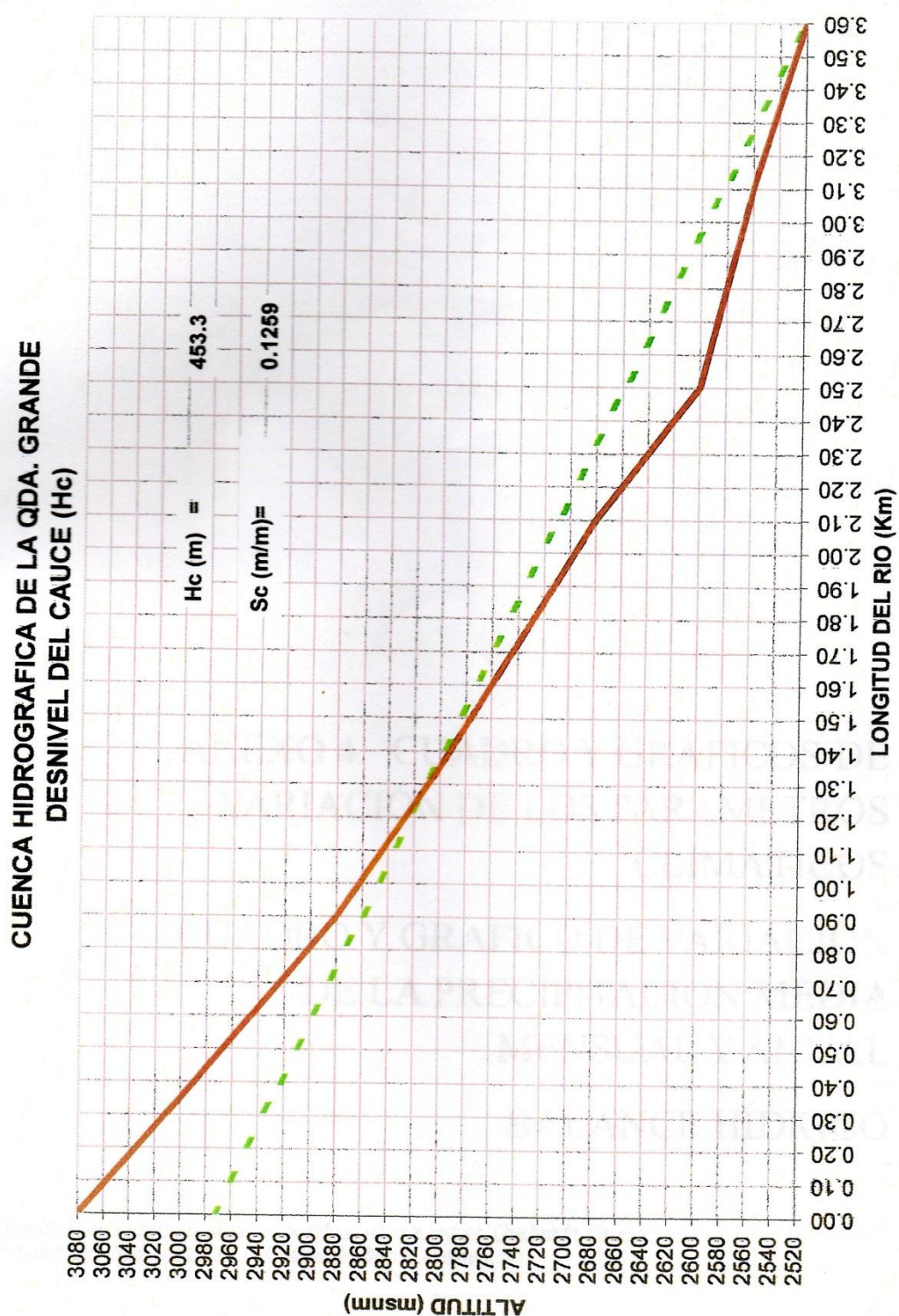
TUBERIAS DE AGUA POTABLE Y RIEGO EN AREA DEL PROYECTO



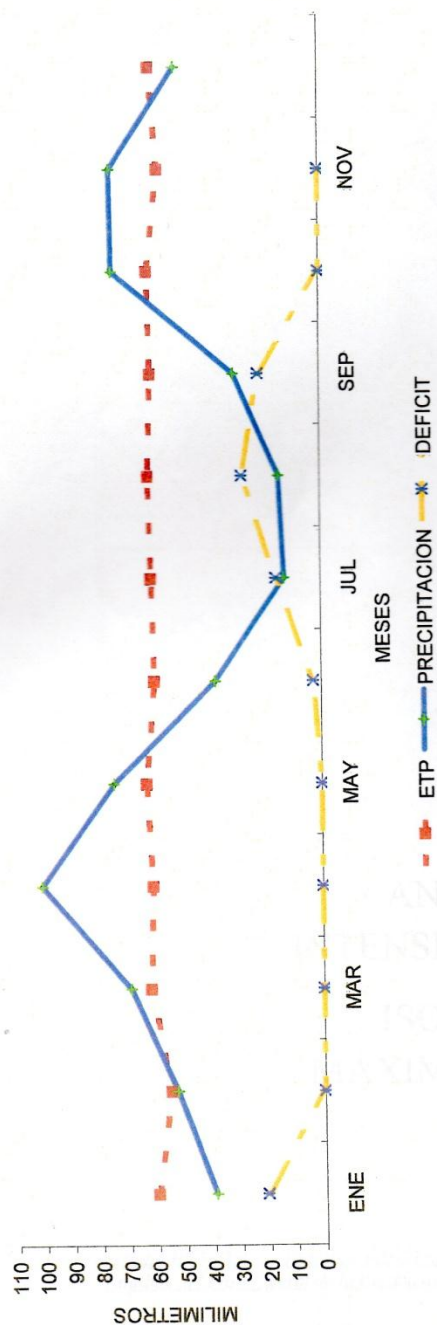
ANEXO 2. CUENCA HIDROGRÁFICA, SITIO DE UBICACIÓN DEL PUENTE



ANEXO 3. DESNIVEL CRÍTICO DEL CAUCE H_c



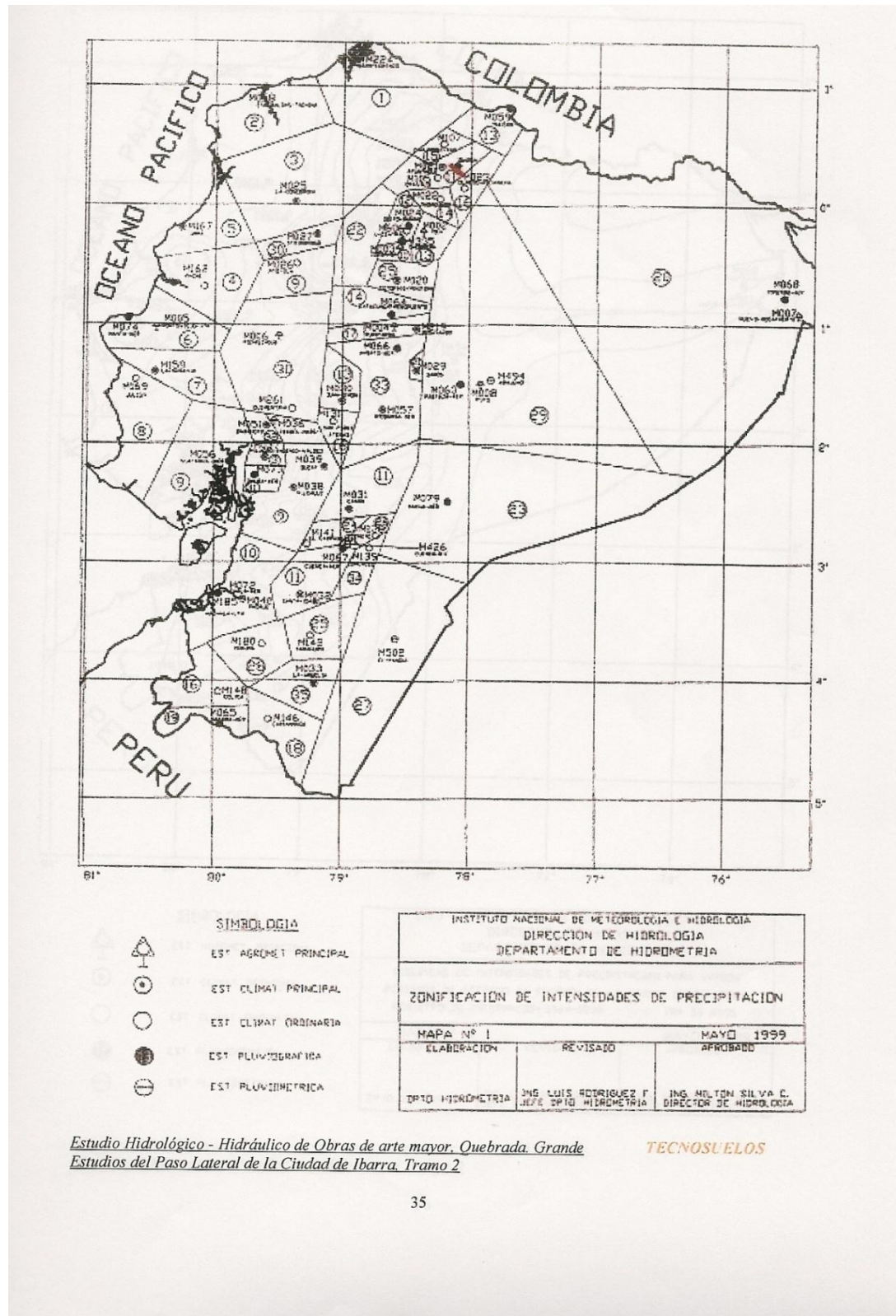
ANEXO 4. CUADRO Y GRÁFICOS DE VARIACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL Y ANUAL (BALANCE HÍDRICO)

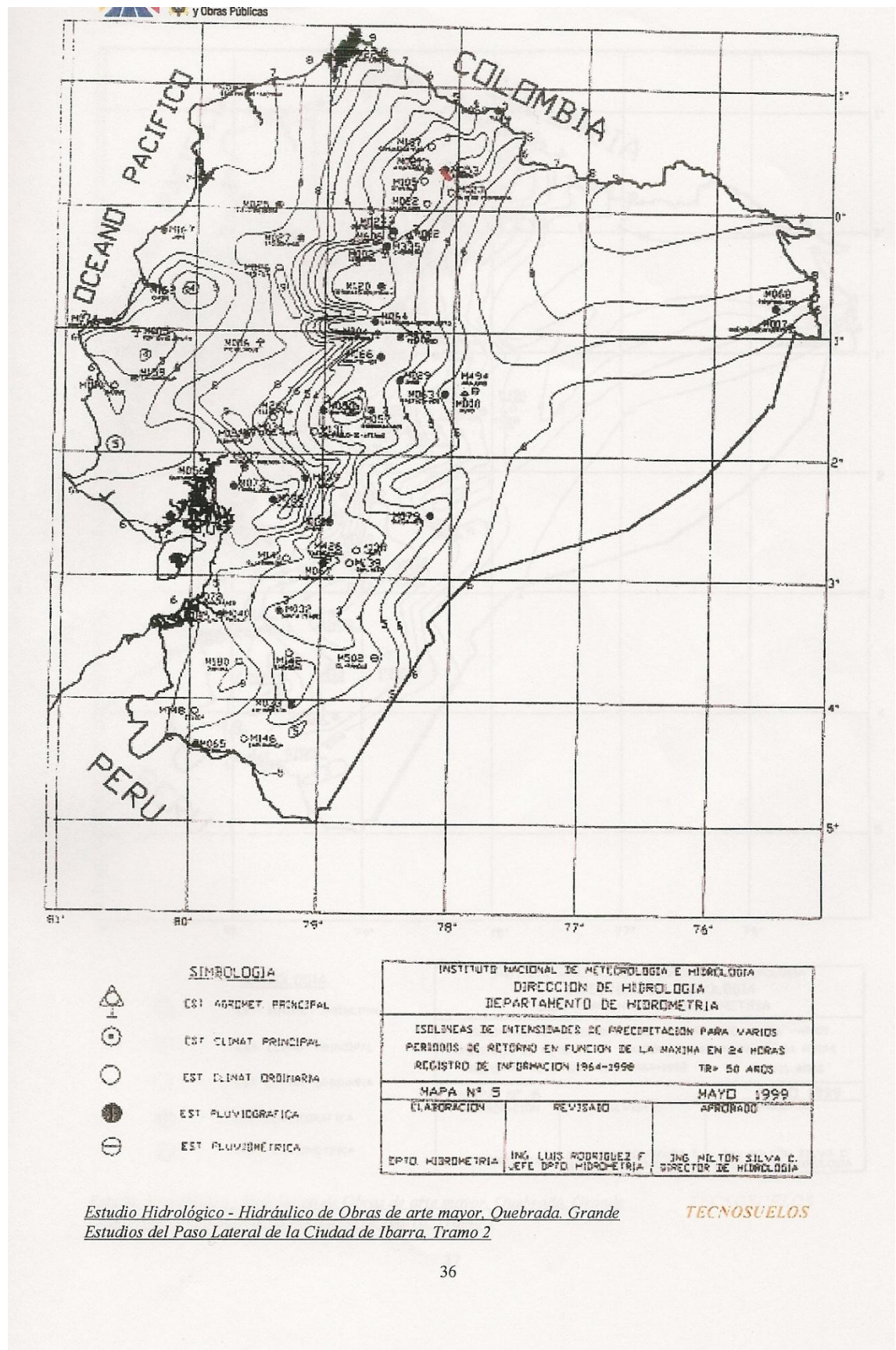


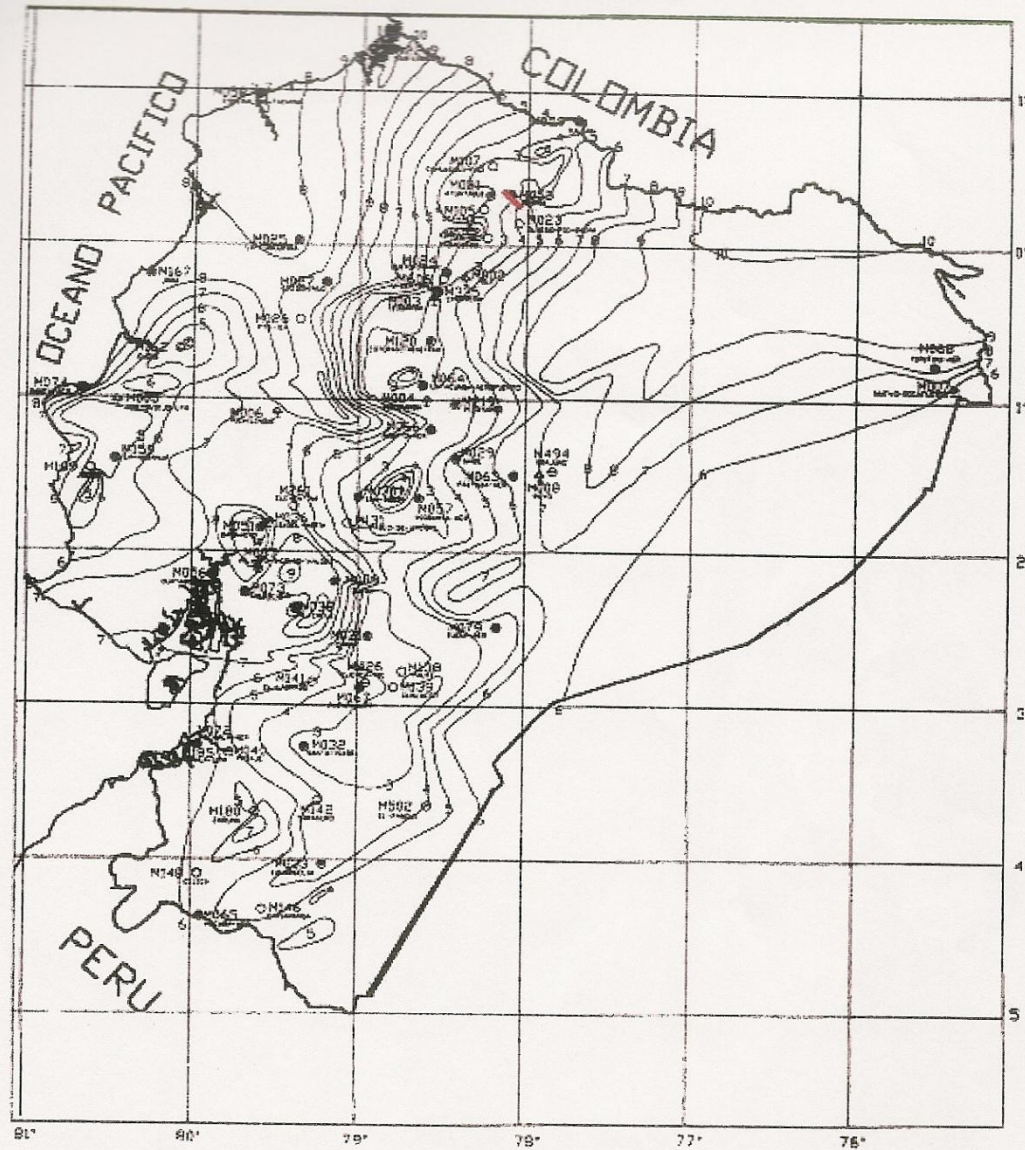
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
IBARRA AER.													
Temperatura °C.	15.6	15.7	15.9	16.1	16.1	15.8	15.8	15.9	16.1	15.9	15.6	15.7	15.8
Índice Calórico	5.6	5.7	5.8	5.9	5.8	5.7	5.7	5.8	5.9	5.7	5.6	5.6	68.8
ETP	60	55	62	61	63	60	61	62	61	62	58	61	726
Precipitación (P-ETP)	39.3	52.9	69.2	100.6	74.7	38.1	13.0	14.8	31.0	74.7	75.3	51.8	636
Sum (P-ETP)	-20.71	-2.13	7.177	39.61	11.72	-21.86	-47.99	-47.18	-29.96	12.73	17.3	-9.178	-90
Almacenaje	0	-2.13	0	0	0	-21.86	-69.85	-117	-147	0	0	-9.178	858
Var. de Alm.	100	98	100	100	100	81	49	30	22	34.73	52.02	91	666
Evapot. Real	0	-2	2	0	0	-19	-32	-19	-8	12.73	17.3	38.98	60.0
Def. de Agua	39.29	54.87	62	61	63	57.14	45.01	33.82	39.04	62	58	90.8	57
Exceso de Agua	20.71	0.13	0	0	0	2.857	15.99	28.18	21.96	0	0	-29.8	0



ANEXO 5. ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN ISOLINEAS DE INTENSIDADES MÁXIMAS DIARIAS TR = 50 AÑOS ; TR = 100 AÑOS







- SIMBOLOGIA**
- EST AGROMET PRINCIPAL
 - EST CLIMAT PRINCIPAL
 - EST CLIMAT ORDINARIA
 - EST PLUVIOGRAFICA
 - EST PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS		
REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998		TR= 100 AÑOS
MAPA Nº 6		
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO HIDROMETRIA	ING LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO HIDROMETRIA	ING MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA

Estudio Hidrológico - Hidráulico de Obras de arte mayor. Quebrada Grande
Estudios del Paso Lateral de la Ciudad de Ibarra, Tramo 2

TECNOSUELOS

ANEXO 6. CALCULO DE LA CURVA DE MASA DE LLUVIA

PROYECTO: Puente sobre la Qda. Grande

CALCULO DE LA CURVA DE MASA DE LLUVIA

Cálculo del Tiempo de Concentración

Desnivel Hc (metros) = 453.3

Longitud del cauce (Km) = 3.6

Tiempo de concentración (h) = 0.39

(min) = 23.7

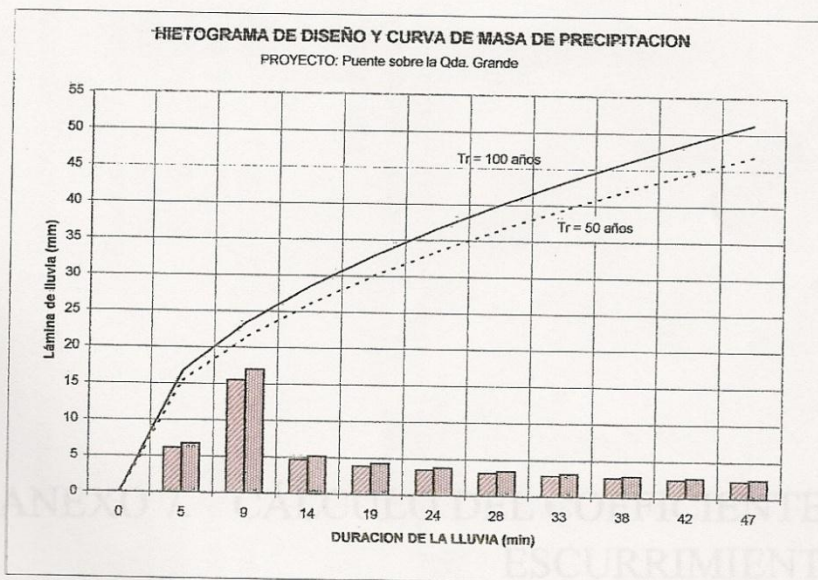
Intervalo de cálculo (min) = 4.7 = 4.7 min = 0.08 horas

ZONA 11

5 <= tc <= 60 $I = 137.27 * tc^{\wedge} - 0,5153$ Id $I_{50} = 86.0$ mm/h

60 < tc <= 1440 $I = 578.56 * tc^{\wedge} - 0,8736$ Id $I_{100} = 94.0$ mm/h

Intervalo de cálculo (min)	Tr=50 Id = 3.2						Tr=100 Id = 3.5					
	I	P	dP	dP reor	Acum	Corr	I	P	dP	dP reor	Acum	Corr
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.7	197.9	15.5	15.5	6.2	15.5	15.3	216.4	17.0	17.0	6.8	17.0	16.8
9.4	138.4	21.7	6.2	15.5	21.7	21.5	151.4	23.7	6.8	17.0	23.7	23.5
14.1	112.3	26.4	4.7	4.7	26.4	26.1	122.9	28.9	5.2	5.2	28.9	28.6
18.8	96.9	30.3	4.0	4.0	30.3	30.0	105.9	33.2	4.3	4.3	33.2	32.9
23.5	86.3	33.8	3.5	3.5	33.8	33.5	94.4	37.0	3.8	3.8	37.0	36.6
28.2	78.6	36.9	3.1	3.1	36.9	36.6	86.0	40.4	3.4	3.4	40.4	40.0
32.9	72.6	39.8	2.9	2.9	39.8	39.4	79.4	43.5	3.1	3.1	43.5	43.1
37.6	67.8	42.5	2.7	2.7	42.5	42.0	74.1	46.5	2.9	2.9	46.5	46.0
42.3	63.8	45.0	2.5	2.5	45.0	44.5	69.8	49.2	2.7	2.7	49.2	48.7
47.0	60.4	47.3	2.4	2.4	47.3	46.8	66.1	51.8	2.6	2.6	51.8	51.2



ANEXO 7. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO C Proyecto: Puente Qda. Grande Tabla III-5 (MOP)

VALORES DE C PARA DIFERENTES TIPOS DE RELIEVE, VEGETACIÓN Y PERMEABILIDAD

	Bosque	Pastizal	Cultivos	Suelo
Permeable-llano	0.175	0.225	0.300	-
Permeable-ondulado	0.175	0.350	0.550	-
Permeable-colinas	0.225	0.400	0.650	-
Montañoso	0.750	-	-	0.850

OBRAS DE ARTE MENOR

#	Punto	Suelo	Relieve	PORCENTAJE DE CULTIVOS (%)				Suma	C
				Bosque	Pastizal	Cultivos	Suelo		
1	Qda. Grande	Permeable llano						100	0.431
		ondulado			10	50			
		colinas		5	10	5			
		montañoso		5	15				

ANEXO 8. CALCULO DEL NÚMERO HIDRÁULICO CN

CALCULO DEL NÚMERO HIDROLOGICO CN OBRAS DE ARTE MAYOR

Proyecto: Puente Qda. Grande

Grupo: C Volcánicos - Francos

Infiltración: Regular

Cond. precedente de precipitación :

II

VALORES DE CN	73	79	71	82	87	CN
	Bosque	Pastizal	Pradera	Cultivos	Suelo	
1 Qda. Grande	10	20	15	55	0	79

Cobertura vegetal parcial en la cuenca. Bosque, Pastos, Pradera (pajonal) y Cultivos
El suelo se considera con moderado potencial de escorrentia



ANEXO 9. MODELO HYMO 10 PARA EL CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

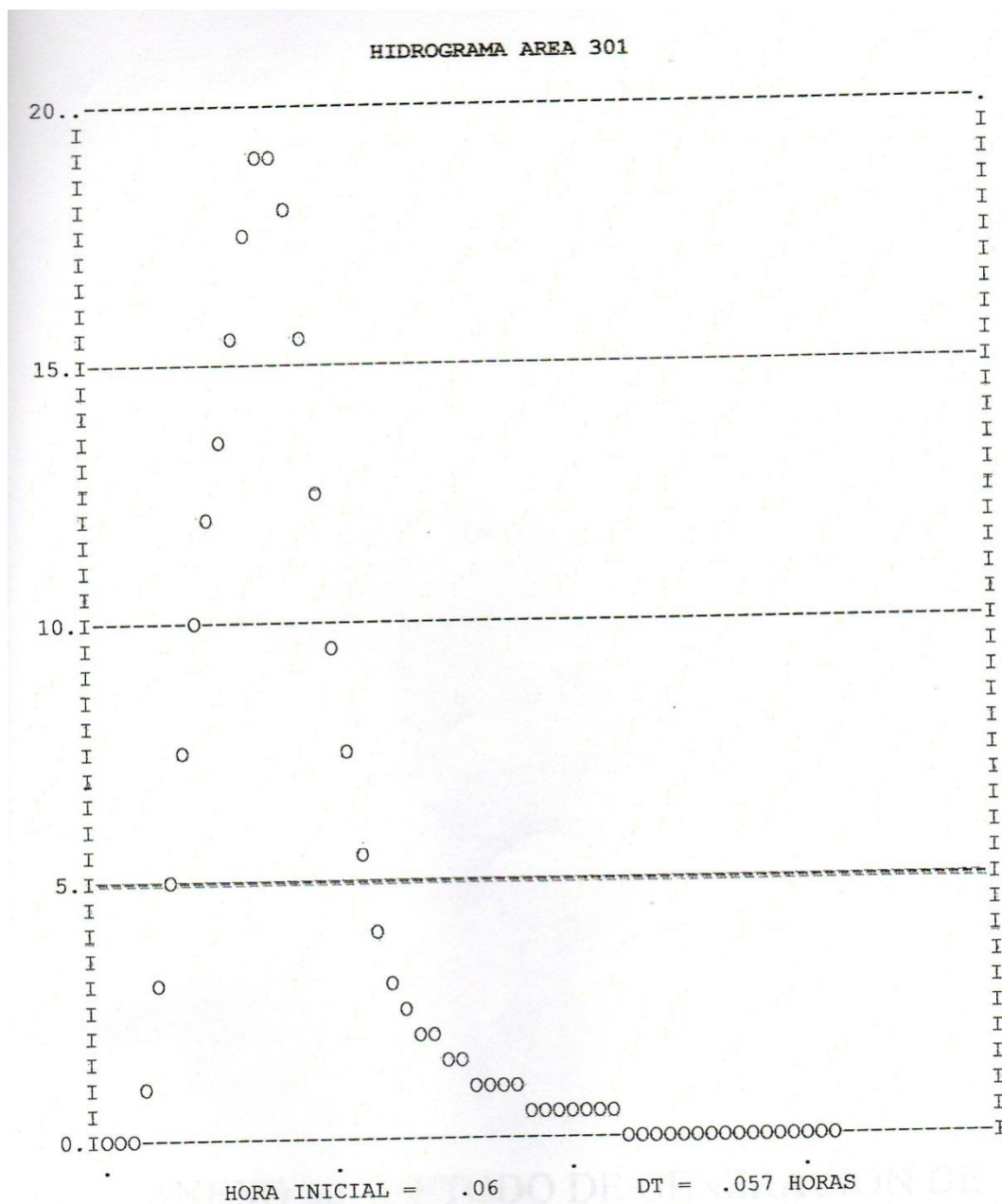
C PROYECTO: PUENTE SOBRE LA QDA. GRANDE
C MODELO HYMO 10 PARA EL CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS
C METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO
C TR=100 AÑOS TC=0.39 HORAS

COMPUT ID=1 HID=301 DT=0.08 A=3.5 CN=79 HT=560 L=3.6
CURVA DE PRECIPITACION 0.0 16.8 23.5 28.6
32.9 36.6 40.0 46.0 48.7 51.2 *
CALCULO HIDROGRAMA NO. 1 AREA 301
N = 5.722 K = .185 HORAS
QPU = 61.3 M3/S TPU = .286 HORAS

HIDROGRAMA DEL AREA 301

TIEM	CAUD	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD	TIEM	CAUD
.06	.0	.69	17.9	1.31	2.8	1.94	.8	2.57	.3
.11	.0	.74	19.2	1.37	2.3	2.00	.7	2.63	.2
.17	.3	.80	19.3	1.43	2.0	2.06	.6	2.68	.2
.23	1.3	.86	18.1	1.48	1.8	2.11	.6	2.74	.2
.29	3.1	.91	15.7	1.54	1.6	2.17	.5	2.80	.1
.34	5.5	.97	12.8	1.60	1.5	2.23	.5	2.86	.1
.40	8.0	1.03	9.9	1.66	1.3	2.28	.4	2.91	.1
.46	10.2	1.09	7.5	1.71	1.2	2.34	.4	2.97	.1
.51	12.1	1.14	5.7	1.77	1.1	2.40	.3	3.03	.1
.57	13.9	1.20	4.4	1.83	1.0	2.46	.3	3.08	.0
.63	15.9	1.26	3.4	1.88	.9	2.51	.3		

ESCORRENTIA= 13.5 MM .047 HM3
CAUDAL PICO= 19.3 M3/S
TIEMPO AL PICO= .80 HORAS



ANEXO 10. MÉTODO DE GENERACIÓN DE CURVAS DE DESCARGA, SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAUCE

C METODO DE GENERACION DE CURVAS DE DESCARGA
C QDA. GRANDE EN SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE

CALCAF ID=1 NVS=1 NSEG=5 ELMIN=2502.62 ELMAX=2520.92 SC=0.0735 SP 0.0735

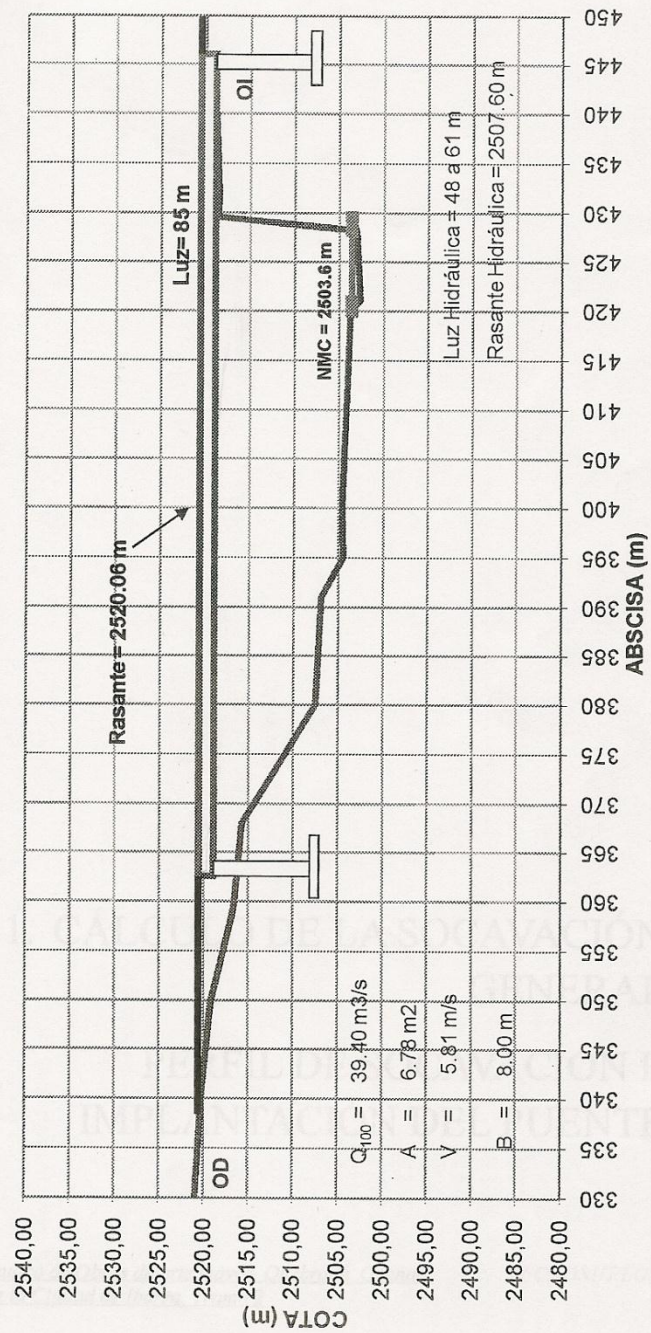
VALORES DE N	DISTANCIA
0.07	20.00
0.05	38.00
-0.035	99.53
0.05	102.00
0.07	110.00
DISTANCIA	ELEVACION
0.00	2520.92
10.00	2520.26
20.00	2519.13
28.61	2516.80
30.00	2516.52
38.00	2515.74
50.00	2507.51
61.00	2506.87
65.00	2504.46
70.00	2504.56
90.00	2503.72
91.00	2502.62
98.20	2503.03
99.53	2518.59
102.00	2518.52
110.00	2518.84 *

CURVA DE CAUDALES DE LA SECCION 1

ELEVAC SUPERF	AREA HIDRAUL	CAUDAL EN
AGUA	M2	M3/S
2502.62	.00	.000
2503.58	5.89	34.252
2504.55	22.19	128.333
2505.51	55.23	546.668
2506.47	89.90	1173.925
2507.44	128.67	1810.625
2508.40	176.02	2913.098
2509.36	224.85	4247.854
2510.33	275.11	5772.821
2511.29	326.81	7477.500
2512.25	379.93	9354.398
2513.21	434.49	11398.090
2514.18	490.48	13604.600
2515.14	547.90	15971.080
2516.10	607.33	18594.530
2517.07	673.95	21567.190
2518.03	744.83	24745.100
2518.99	822.80	28225.980
2519.96	912.47	32171.560
2520.92	1011.68	36446.620



PERFIL TRANSVERSAL SECCION DE LA QDA. GRANDE EN EL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE

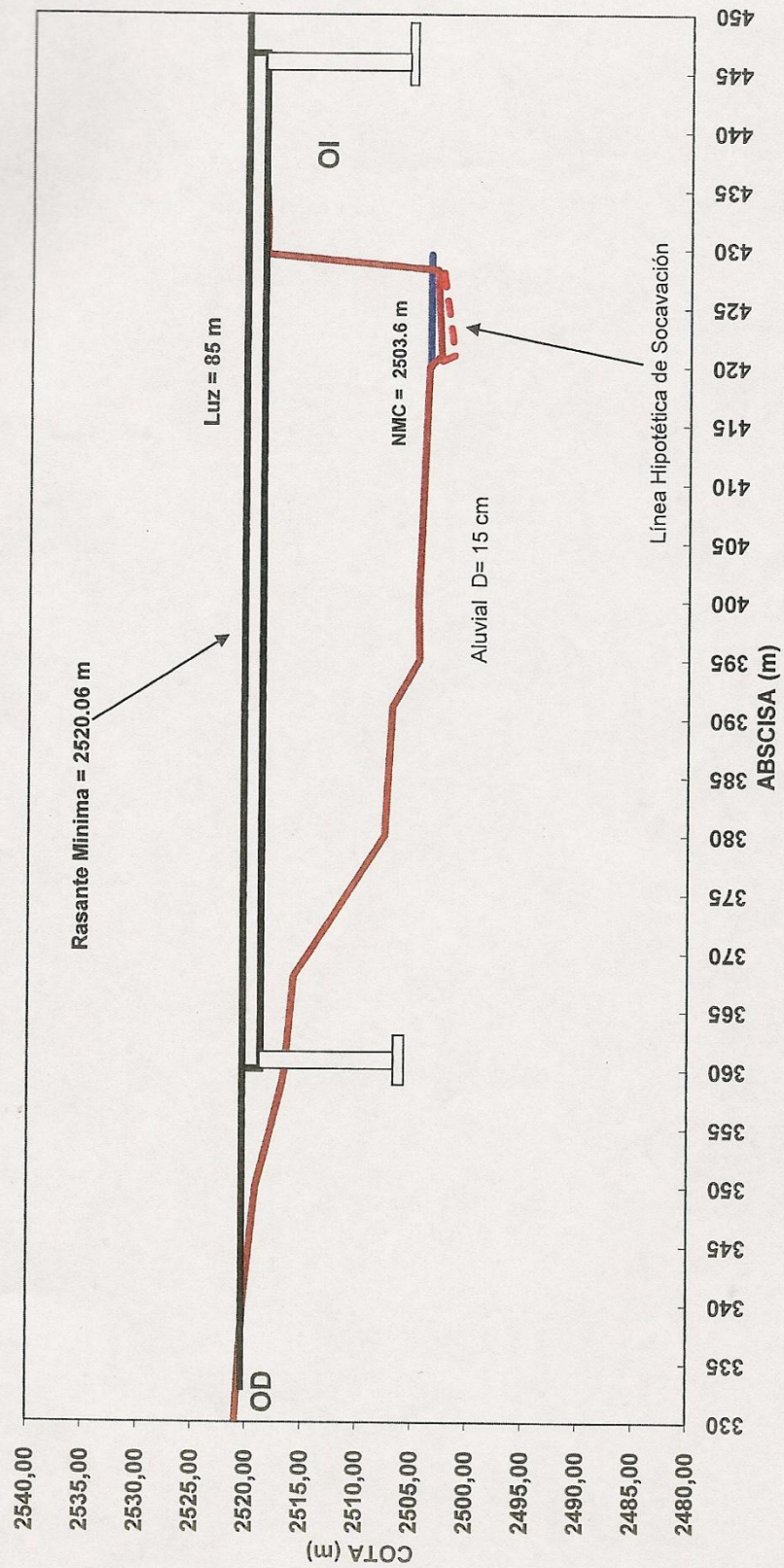


ANEXO 11. CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL PERFIL DE SOCAVACIÓN E IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL. QDA. GRANDE EN PUENTE CARRETERA											
CAUCE:		Tr = 100 años									
DEFINIDO		NO COHESIVO									
SUELO:											
Qd =		39.40	- Caudal de diseño (m ³ /s)								
Hm =		0.85	- Tirante medio de la sección Hm = Ae/Be (m)								
Be =		8.00	- Ancho efectivo L - Nb (m)								
V =		5.31	- Velocidad de crecida (m/s)								
u =		0.85	- Coef. de contracción (Tabla VII-4; 9 del MOP)								
a =		7.63	- Función del tirante medio								
β =		1.00	- Coef. f=(frec. con que se produce Qd). (Tabla VII-2; 10 del MOP)								
dm =		150.00	- Diámetro medio (mm)								
x =		0.26	- Expon. variable que depende del diám. del material (Tabla VII-3; 11 del MOP)								
1/(1+x)=		0.79									
Area		6.78	- Área de la sección transversal (m ²)								
NMC =		2503.60	- Nivel de máxima crecida (m.s.n.m.)								
ABSCISA REAL	ABSCISA RELATIVA	COTA TERRENO	Ho	Hs	Hs-Ho	COTA SOCAV GENERAL	COTA SUELO 1	COTA SUELO 2	COTA SUELO 3	COTA SUELO 4	NMC
0+330,00	330,00	2520.92	0.00	0.00	0.00	2520.92					
0+340,00	340,00	2520.26	0.00	0.00	0.00	2520.26					
0+350,00	350,00	2519.13	0.00	0.00	0.00	2519.13					
0+358,61	358,61	2516.80	0.00	0.00	0.00	2516.80					
0+360,00	360,00	2516.52	0.00	0.00	0.00	2516.52					
0+368,00	368,00	2515.74	0.00	0.00	0.00	2515.74					
0+380,00	380,00	2507.51	0.00	0.00	0.00	2507.51					
0+391,00	391,00	2506.87	0.00	0.00	0.00	2506.87					
0+395,00	395,00	2504.46	0.00	0.00	0.00	2504.46					
0+400,00	400,00	2504.56	0.00	0.00	0.00	2504.56					
0+420,00	420,00	2503.72	0.00	0.00	0.00	2503.72					
0+421,00	421,00	2502.62	0.98	2.18	1.20	2501.42					2503.60
0+428,20	428,20	2503.03	0.57	1.06	0.49	2502.54					2503.60
0+429,53	429,53	2518.59	0.00	0.00	0.00	2518.59					2503.60
0+432,00	432,00	2518.52	0.00	0.00	0.00	2518.52					2503.60
0+440,00	440,00	2518.84	0.00	0.00	0.00	2518.84					



PERFIL DE SOCACAVACION PUENTE SOBRE LA QDA. GRANDE



ANEXO 3. ESTUDIOS GEOLÓGICOS, GEOFÍSICOS Y DE RIESGO SÍSMICO

1. PUENTE SOBRE QUEBRADA GRANDE

1.1 ANTECEDENTES

La Consultora Tecnosuelos, suscribió con el Ministerio de Transportes y Obras Públicas el contrato para el estudio y diseño definitivo del puente sobre la quebrada Grande y sus accesos, ubicado en la Provincia de Imbabura. Entre los estudios se encuentra el estudio geofísica, mediante el método de sísmica de refracción, con el fin de conocer el subsuelo del lugar y de obtener parámetros geotécnicos; así como también la ejecución del Ensayo SPT.

Parte de la investigación se basa en el estudio geofísico y en las aplicaciones de las teorías de mecánicas de suelos y rocas, y, tiene como objetivo recomendar el tipo de cimentación apropiado a la estructura a construir y a las características del subsuelo encontrado; recomendar los niveles de cimentación, la capacidad admisible de carga para el diseño, y proporcionar los parámetros geotécnicos para la evaluación de empujes de tierras sobre las pantallas de los estribos y muros.

1.2 UBICACIÓN

El puente sobre la quebrada Grande se encuentra ubicado entre las abscisas: 0+360 y 0+445.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El puente a construir consiste en una estructura de 85 m. de luz, desarrollado en una sola luz, apoyado en dos extremos y una pila intermedia, iniciándose en la abscisa 0+360, pila intermedia 0+385 y terminando en la abscisa 0+445, proyectándose su rasante en la cota 2.520 m.s.n.m.

1.3.2 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

1.3.3 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA

Los terrenos donde se localiza el puente están constituidos por materiales cuaternarios y precámbricos.

MATERIALES CUATERNARIOS

Aluviales de cauce

Se relacionan con los depósitos sedimentarios, litológicamente están constituidas por gravas con arena, cantos y bloques, todo el material está suelto.

Flujos de lodo

Constituido por arena gravosa, grava arenosa con limo, cantos y localmente bloques, forma un plano subhorizontal y se encuentran cubiertas por una capa de ceniza volcánica consistente en limos grises amarillentos, en la margen derecha estos flujos están cubiertos por coluvios.

Flujos piroclásticos

Son el producto de caídas explosivas secuenciales de domos del volcán Imbabura y se presentan como secuencias de estratos métricos de arenas limosas con gravas y presencia de cantos, ocasionalmente bloques. Los fragmentos son de dureza media, el espesor de esta unidad es de más de 100 m., las paredes que forman el encañonado con acantilados de más de 25 m. de altura.

MATERIALES PALEOZOICOS

Están representados por rocas metamórficas constituidos por gruesas secuencias de esquistos con moscovita y biotita del Paleozoico y una secuencia de esquistos micáceos y cloríticos (Grupo Llanganates), la mayoría del fracturamiento es el resultado de la orogenia Andina, el sector está parcialmente cubierto por rocas volcánicas cuaternarias lavas y sedimentos (cangahua), los mismos que son discordantes con las rocas metamórficas subyacentes.

1.3.4 DESCRIPCIÓN GEOMORFOLÓGICA

La zona donde se implantará la estructura se localiza en un sistema de valle con pendientes planas, el material que lo conforma está suelto, y es altamente erosivo con la presencia del agua, ha formado acantilados grandes del orden de los 30 m.

1.3.5 RIESGOS

Los riesgos que pueden afectar a la obra se lo pueden considerar al de movimientos en masa, avalanchas de lodos y rocas, producto del represamiento en las cimas o partes altas de la montaña favorecidos por la pendiente fuerte.

Otro factor de riesgo es el sísmico por la naturaleza estructural del país, que se localiza en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una zona de naturaleza potencialmente activa.

1.4 EXPLORACIÓN GEOFÍSICA (SÍSMICA DE REFRACCIÓN)

1.4.1 PRINCIPIO FÍSICO DEL MÉTODO

El método de Sísmica de Refracción se lo utiliza para determinar los contactos sean éstos horizontales, inclinados, ondulados o verticales; entre los diferentes estratos geológicos que presentan velocidades sísmicas diferentes. Dichos estratos varían en sus propiedades físicas debido a su textura y compactación, dando como consecuencia un cambio en la velocidad sísmica de los materiales, posibilitando de esta manera la determinación de dichos contactos, siempre que se produzca el fenómeno de la refracción, que constituye el principio físico del método.

El método se basa en la generación de las ondas sísmicas, mediante la explosión de una pequeña carga colocada a una profundidad entre 0.50 y 0.80 m y en la medida de los tiempos que emplean las ondas en llegar a pequeños receptores conocidos como geófonos convenientemente distribuidos en la superficie del terreno.

Representando los tiempos t , empleados por las ondas refractadas para llegar a los geófonos vs la distancia a la que se encuentran los mismos con respecto al punto de disparo, se obtiene una curva tiempo-distancia conocida como DROMOCRONA, que constituye la base de la interpretación.

1.4.2 METODOLOGÍA DE CAMPO

En el sitio de interés se realizaron dos perfiles sísmicos de 110 m. paralelos al eje en cada una de las márgenes.

Margen Derecha

La línea sísmica denominada LS-1 se ubican en esta margen, la separación de los geófonos es de 5 m., en esta línea sísmica se midieron la llegada de las ondas longitudinales y transversales.

Margen Izquierda

La línea sísmica denominada LS-2 se ubican en esta margen, la separación de los geófonos es de 5 m., en esta línea sísmica se midieron la llegada de las ondas longitudinales y transversales.

1.4.3 INTERPRETACIÓN

Luego de la obtención de los sismogramas se procedió a la interpretación, la misma que consta de dos fases:

Primera fase:

- Determinación de las primeras llegadas de las ondas refractadas a partir de los sismogramas.
- Elaboración de los respectivos gráficos tiempos-distancia (dromocronas).
- Correlación entre dromocronas.

Segunda fase:

Cálculo y determinación de las profundidades de los diferentes estratos mediante el método del tiempo recíproco (Reciprocal Time) del Software SeisImager.

1.4.4 EQUIPO UTILIZADO

El equipo utilizado en el presente estudio fue:

- Un sismógrafo GEOMETRICS SE-3000 de 12 canales y 12 geófonos
- Cable de geófonos y geófonos verticales de 14 Hz.
- Equipo complementario y materiales

1.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El análisis de los resultados obtenidos se efectuará elaborando una correlación de los diferentes puntos de disparo investigados con este método, debiéndose aclarar que dicha interpretación se basa únicamente en los datos geofísicos y las observaciones de campo, sin ninguna otra información adicional.

Cabe señalar que en cada puente se midieron dos perfiles denominados como LS-1 MD y LS-2 MI ubicados en las márgenes derecha e izquierda de la quebrada, tomando aproximadamente como centro el eje del puente, sobre los que se midió la onda longitudinal (V_p). Adicionalmente y sobre los mismos perfiles se determinó la onda secundaria (V_s) a los que se les ha denominado como LS-1 MD V_s y LS-2 MI V_s , resultados que serán utilizados en cada caso para la determinación de los parámetros elásticos.

PUENTE QUEBRADA GRANDE

En este sitio se investigaron dos perfiles con direcciones aproximadas N 30° E y N 25° E, localizados en las márgenes derecha e izquierda respectivamente, sobre los que se obtuvieron los siguientes resultados:

Una primera capa caracterizada por una velocidad entre 400 m/s a 624 m/s, que correspondería al suelo de cobertura incluyendo la capa vegetal con profundidades que varían entre 1.2 m a 3 m en la margen derecha y 4.7 m a 8.5 m en la izquierda.

Un segundo medio que presenta una velocidad de 847 m/s y 1000 m/s constituido probablemente por materiales limosos.

En lo que se refiere a los resultados de la onda transversal Vs, ésta es igual a 152 m/s para el primer medio y 550 m/s para el segundo, en la margen derecha y 300 m/s y 620 m/s en la izquierda, valores que serán utilizados para los cálculos de los parámetros elásticos respectivos.

DETERMINACION DE PARAMETROS ELASTICOS

La velocidad de propagación de las ondas elásticas en el terreno, dependen de los módulos dinámicos de Elasticidad, Coeficiente de Poisson y de la densidad del terreno $\rho = (\gamma/g)$.

Según la teoría elástica, el módulo de elasticidad dinámico, E_{din} , viene dado en función de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales, V_p , y, transversales, V_s , mediante las fórmulas:

$$E_{din} = (1+\mu) (1-2\mu) \rho V_p^2 / (1-\mu) \quad (4.1)$$

$$E_{din} = 2 V_s^2 \rho (1+\mu) \quad (4.2)$$

A partir de estas dos ecuaciones puede deducirse el valor del Coeficiente de Poisson dinámico:

$$\mu = [(V_p / V_s)^2 - 2] / [2(V_p / V_s)^2 - 2] \quad (4.3)$$

El módulo de corte G , de aplicación en el análisis dinámico de las estructuras, se puede determinar con la velocidad de las ondas transversales V_s , y, tiene relación con el módulo de elasticidad dinámico E_{din} .

$$G = \rho V_s^2 \quad (4.4)$$

$$E_{din} = 2 G (1+\mu) \quad (4.5)$$

La densidad ρ es la relación entre el peso unitario γ y la aceleración de la gravedad g (9.80 cm/s²), y, representa el estado en que se encuentra el medio, pudiendo estar seco o saturado. Conviene considerar que en el presente caso el material se encuentra saturado, como consecuencia su densidad deberá ser la correspondiente a esa situación.

$$\rho = \gamma' / g \quad \text{donde: } \gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Existen correlaciones entre el peso unitario γ y las velocidades de la onda longitudinal V_p , las que se indican a continuación:

$$\gamma = \gamma_0 + 0.002 V_p$$

donde: $\gamma_0 = 16 \text{ kN/m}^3$ - arenas sueltas, limos y arcillas

$\gamma_0 = 17 \text{ kN/m}^3$ - arenas densas y gravas

$\gamma_0 = 18 \text{ kN/m}^3$ - arenas arcillosas, limosas y conglomerados

$\gamma_0 = 20 \text{ kN/m}^3$ - areniscas fracturadas

$\gamma_0 = 24 \text{ kN/m}^3$ - rocas duras

$$\gamma = 0.01516 V_p^{0.5} + 1.3 \text{ ton/m}^3$$

Esta última relación es la que se utilizará en el presente caso.

Aplicando en los resultados obtenidos, se tiene:

CALCULO DE PARAMETROS ELASTICO DINAMICOS

MARGEN DERECHA

CAPA	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	γ' (ton/m ³)	G (ton/m ²)	Edin. (ton/m ²)	Edin (kg/cm ²)
1	400	152	0.416	0.60	1,422.07	4,026.22	402.62
2	847	550	0.135	0.74	22,879.05	51,956.59	5,195.66

MARGEN IZQUIERDA

CAPA	V_p (m/s)	V_s (m/s)	μ	γ' (ton/m ³)	G (ton/m ²)	Edin. (ton/m ²)	Edin (kg/cm ²)
1	624	300	0.350	0.68	6,232.93	16,825.01	1,682.50
2	1000	620	0.188	0.78	30,571.62	72,624.97	7,262.50

MODULOS ESTATICO Y DE DEFORMACION

Edin (kg/cm ²)	Edinmax (kg/cm ²)	0.97	Eest. (kg/cm ²)	Edef (kg/cm ²)
5,195.66	1,300,000.00	0.97	2,313.40	174.10
7,262.50	1,300,000.00	0.97	3,390.04	222.55

RELACIONES UTILIZADAS

$$\mu = [(V_p/V_s)^2 - 2] / [2(V_p/V_s)^2 - 2] \quad E = 2G(1+\mu) \quad G = (\gamma/g) V_s^2 \quad g = 9.80 \text{ m/s}^2$$

$$\gamma = 0.01526 * V_p^{0.5} + 1.30$$

μ = relación de Poisson dinámico E_{din} = módulo de elasticidad dinámico
 G = módulo de corte del suelo g = aceleración de la gravedad
 E_{est} = módulo de elasticidad estático E_{def} = módulo de deformación

1.6 CIMENTACIÓN

1.6.1 COTA DE CIMENTACIÓN

Se definen con base a la resistencia del estrato de apoyo que le proporcione la capacidad de carga suficiente para recibir las descargas de los apoyos, y al perfil de socavación definido en el estudio hidrológico – hidráulico.

Los estribos se ubicarán en el segundo horizonte, se establece como cota de cimentación 2.511,50 m.s.n.m. para los estribos izquierdo y derecho, y 2.501,06 m.s.n.m. para la pila; una vez construidas las zapatas de los estribos y realizado los rellenos deberá garantizarse una profundidad de desplante mínima en la margen derecha $D_f = 6,46$ m. y en la margen izquierda $D_f = 8,93$ m. y para la pila $D_f = 6,16$ los mismos que son medidos desde la superficie del relleno hasta la cota de cimentación.

1.6.2 TIPO DE CIMENTACIÓN

Las zapatas de los estribos serán de sección rectangular, el largo correspondiente al ancho del puente y las dimensiones del ancho (B) del orden del 50% al 70% de la altura de los estribos aproximadamente.

La relación D_f/B que define el tipo de cimentación en este caso será < 1 , lo que implica una cimentación superficial, ya que la capacidad de carga que es función del ancho B se considera que varían desde 4 hasta 7 m.

1.6.3 PARÁMETROS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Las capas detectadas con la investigación sísmica se caracterizaron con el módulo de elasticidad dinámico y su relación de Poisson. Las cimentaciones correspondientes a los puentes están sujetas en su mayor tiempo a cargas de tipo estático y ocasionalmente a dinámicas. Para la evaluación de capacidad de carga deben caracterizarse con los parámetros elásticos estáticos.

$$E_{est} = 0.97 \left(\frac{E_{din}}{E_{din \max}} \right)^{0.141} E_{din}$$

$$E_{din \max} = 1\,300\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Una de las principales características físico – mecánicas de los materiales, es el módulo de deformación Edef, su determinación con el método de sísmica es el de mejor perspectiva ya que Eest y Edef caracterizan, solo que en diferente sentido, la propiedad de los materiales de resistir deformaciones, siempre se tiene que Eest>Edef.

$$E_{def} = 0,045 \quad E_{est} + 70$$

1.6.4 CAPACIDAD DE CARGA

La capa de apoyo de una cimentación puede fallar por recibir una presión que le cause la rotura o genere asentamientos no tolerados por la estructura, generalmente el asentamiento es el factor condicionante, y en este concepto evaluamos la presión q que aplicada al cimiento causa un asentamiento tolerado por la estructura.

Cálculo de la capacidad de carga

$$q_a = s \cdot E_{def} / B \quad (1 - \mu^2)$$

Margen Derecha

B (m)	qa (k/cm ²)
3.00	2.58
4.00	1.93
5.00	1.55
6.00	1.30
7.00	1.10

$$N = 20$$

$$\Phi = 40^\circ$$

Margen Izquierda

B (m)	qa (k/cm ²)
3.00	3.34
4.00	2.57
5.00	2.16
6.00	1.72
7.00	1.50

$$N = 21$$

$$\Phi = 35^\circ$$

Se recomienda un $q_a = 25 \text{ Ton/m}^2$

1.7 EMPUJE DE TIERRAS

Los empujes de tierras sobre las pantallas de los estribos, serán evaluados con los parámetros correspondientes a los materiales de relleno que se usen. Se recomienda usar materiales tipo mejoramiento o sub base clase 3 que compactados pueden proporcionar los siguientes parámetros geotécnicos:

$$\Phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.70 \text{ Ton/m}^3$$

1.8 FUENTES DE MATERIALES

Los materiales para la construcción del puente y sus accesos, se pueden extraer de los depósitos fluviales de la mina quebrada El Laurel. La distancia hasta el puente es de $\pm 6,90 \text{ km}$.

1.9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.9.1 CONCLUSIONES

Se realizó la investigación sísmica mediante la ejecución de dos líneas sísmicas de 110 m. de longitud en cada una de las márgenes.

La Margen Derecha está conformada de arriba hacia abajo por un depósito coluvial constituido de arena limosa, gravas, cantos y bloques; luego se tiene a la ceniza volcánica que está conformada por limos con arena y bajo estos se aprecia al flujo de lodo constituido por arenas gravosas y arenosas, limos, cantos, la compacidad de esta capa varía de media a densa.

La Margen Izquierda está conformada de arriba hacia abajo por ceniza volcánica constituida por limos arenosos, luego aparece un flujo de lodo constituido por arenas limosas, grava arenosa, limos y cantos, caracterizada por una capacidad suelta; para finalmente encontrar al mismo flujo pero de compacidad media.

El cauce de la quebrada en el sitio de implantación de la pila está constituido por arena limosa, grava arenosa, limo y cantos de compacidad media.

1.9.2 RECOMENDACIONES

Los estribos y la pila se apoyarán sobre la segunda capa que corresponde al estrato de flujos de lodo de compacidad media a densa.

Los estribos tendrán una profundidad de desplante mínima $D_f = 6,46$ m. y 8,93 m., medida desde el relleno realizado sobre los cimientos hasta el nivel de cimentación.

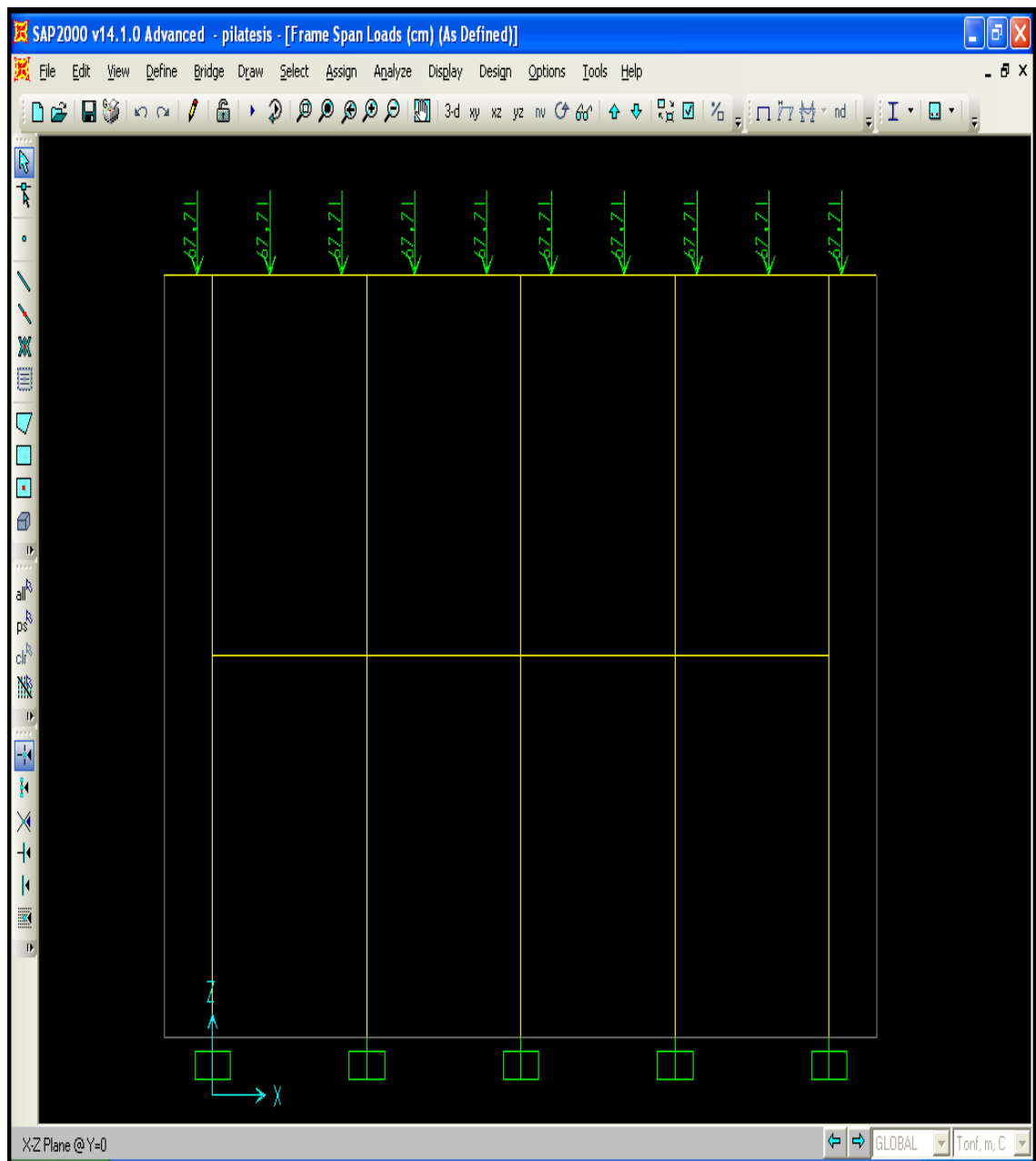
Las cotas de cimentación serán 2.511,50 m.s.n.m. para las márgenes derecha e izquierda, y la cota de cimentación para la pila será de 2.501,06 m.s.n.m.

Los cimientos son superficiales y de sección rectangular, podrán ser diseñados con capacidad de carga admisible neta del orden de $q_a = 25$ Ton/m².

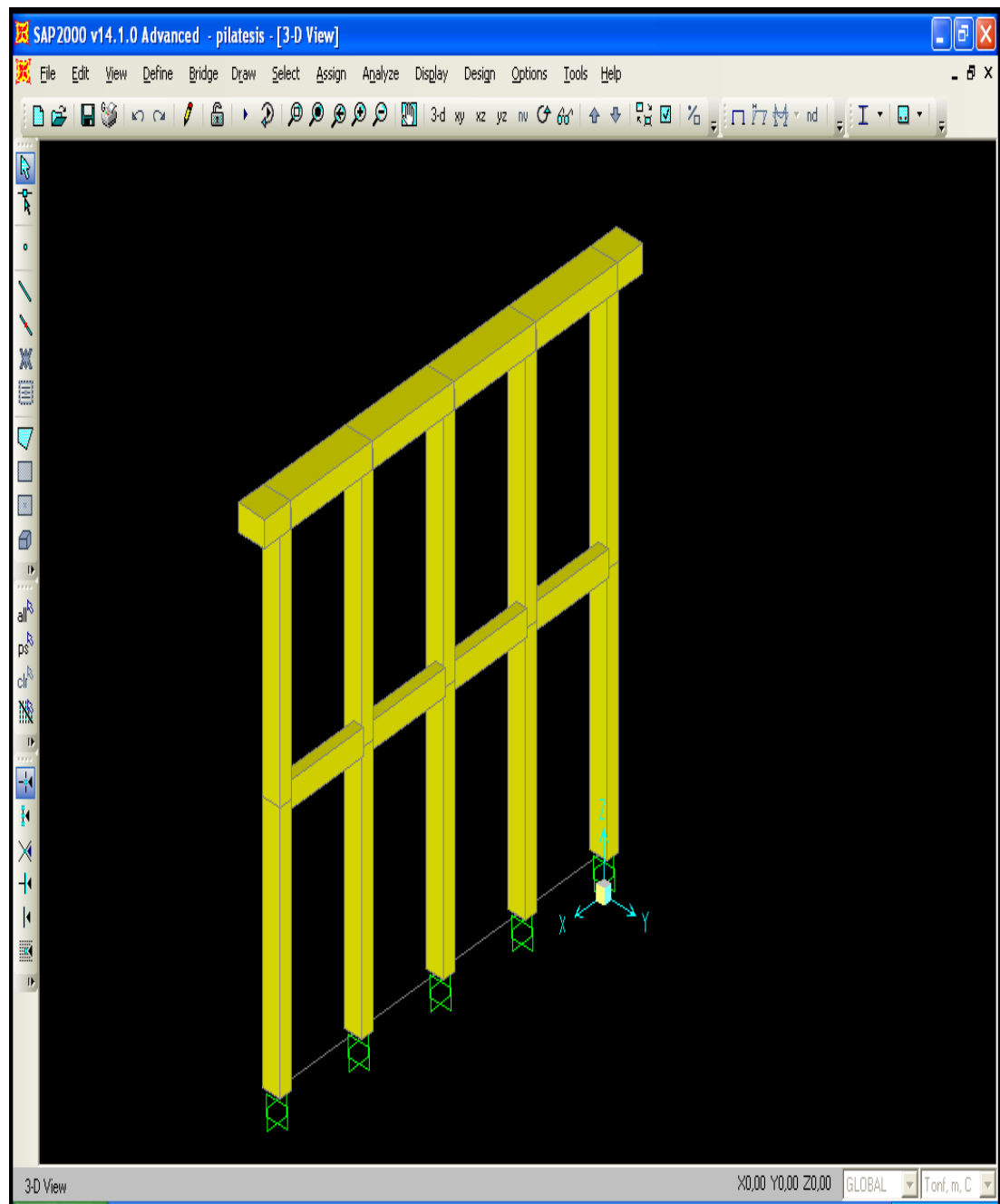
Los taludes de inclinación para las excavaciones de los estribos serán 1H: 2V.

En la cota de cimentación para las dos márgenes hacia abajo se recomienda construir una capa de hormigón ciclópeo de 0,20 m. de espesor a fin de uniformizar el contacto del cimiento con los materiales de los flujos de lodo y/o piroclásticos.

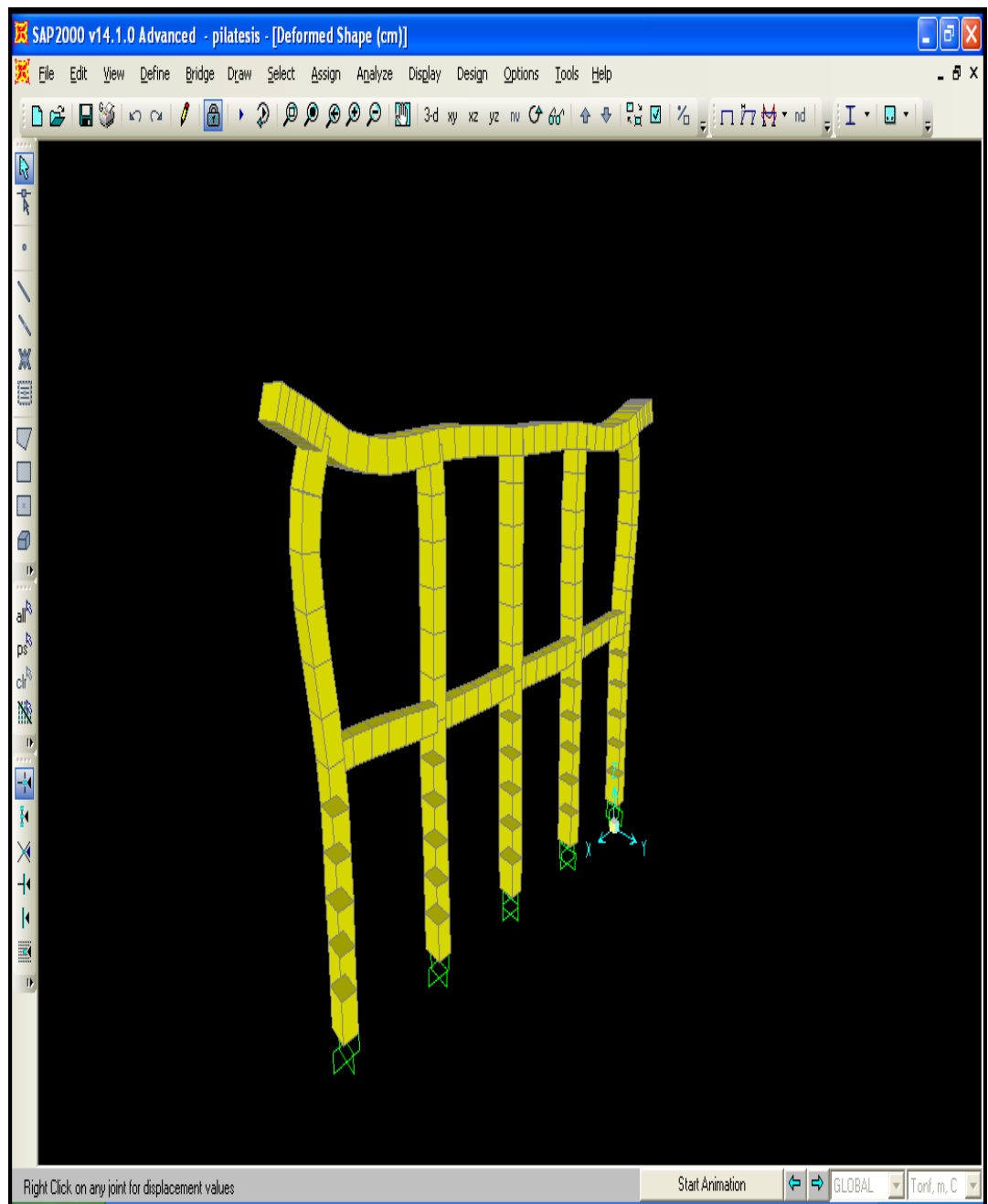
ANEXO 4. DATOS SAP 2000



Cargas aplicadas sobre la estructura (cm y cv)





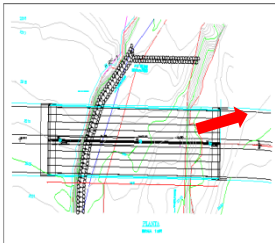
Forma de la estructura (pila en 3D)



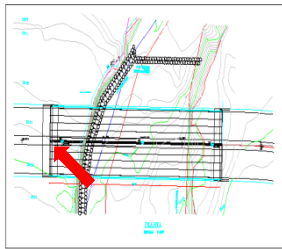


Deformación de la estructura

ANEXO 5. FOTOGRAFÍAS

	FOTO	
	1	
		
PROYECTO: Puente Sobre la Quebrada Grande.		
DESCRIPCIÓN: Sentido del curso, vista de la margen derecha e izquierda.		

	FOTO	
	2	
		
PROYECTO: Puente sobre la Quebrada Grande.		
DESCRIPCIÓN: Caminos de acceso hacia el sitio de implantación del puente.		

	FOTO	
	3	
		
PROYECTO: Puente Sobre la Quebrada Grande		
DESCRIPCIÓN: Vista de la margen izquierda de la Quebrada Grande.		



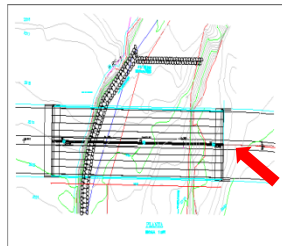
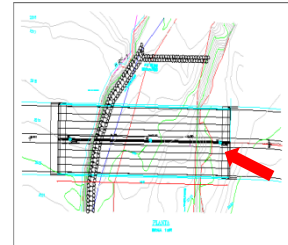
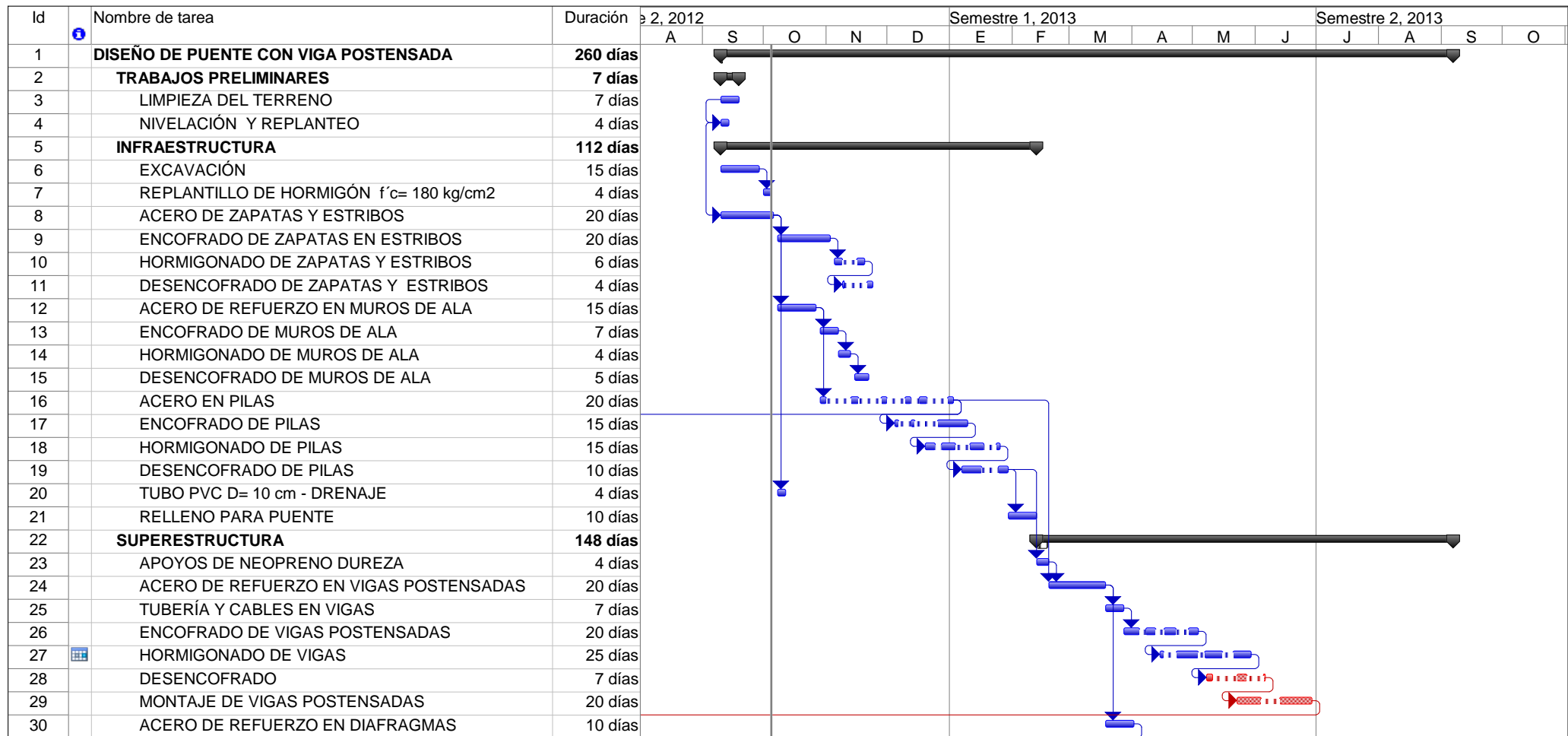
	FOTO	
	4	
		
PROYECTO: Puente Sobre la Quebrada Grande.		
DESCRIPCIÓN: Grupo de Tesis, sobre la margen derecha de la Quebrada.		

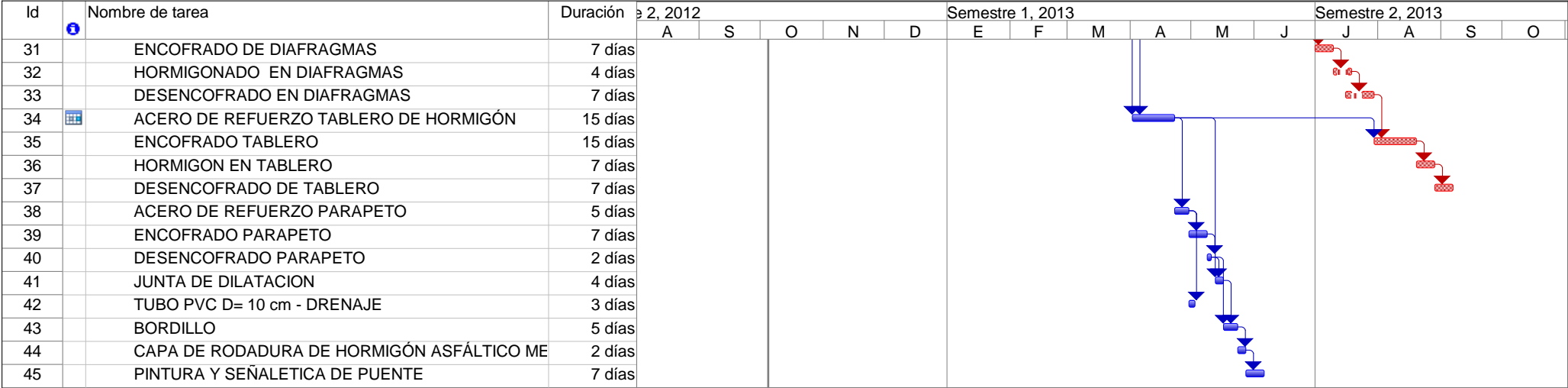
	FOTO		
	5		
			
<p>PROYECTO: Puente sobre la Quebrada Grande</p>			
<p>DESCRIPCIÓN: Tutores y grupo de tesis, en la visita de campo a la Quebrada.</p>			



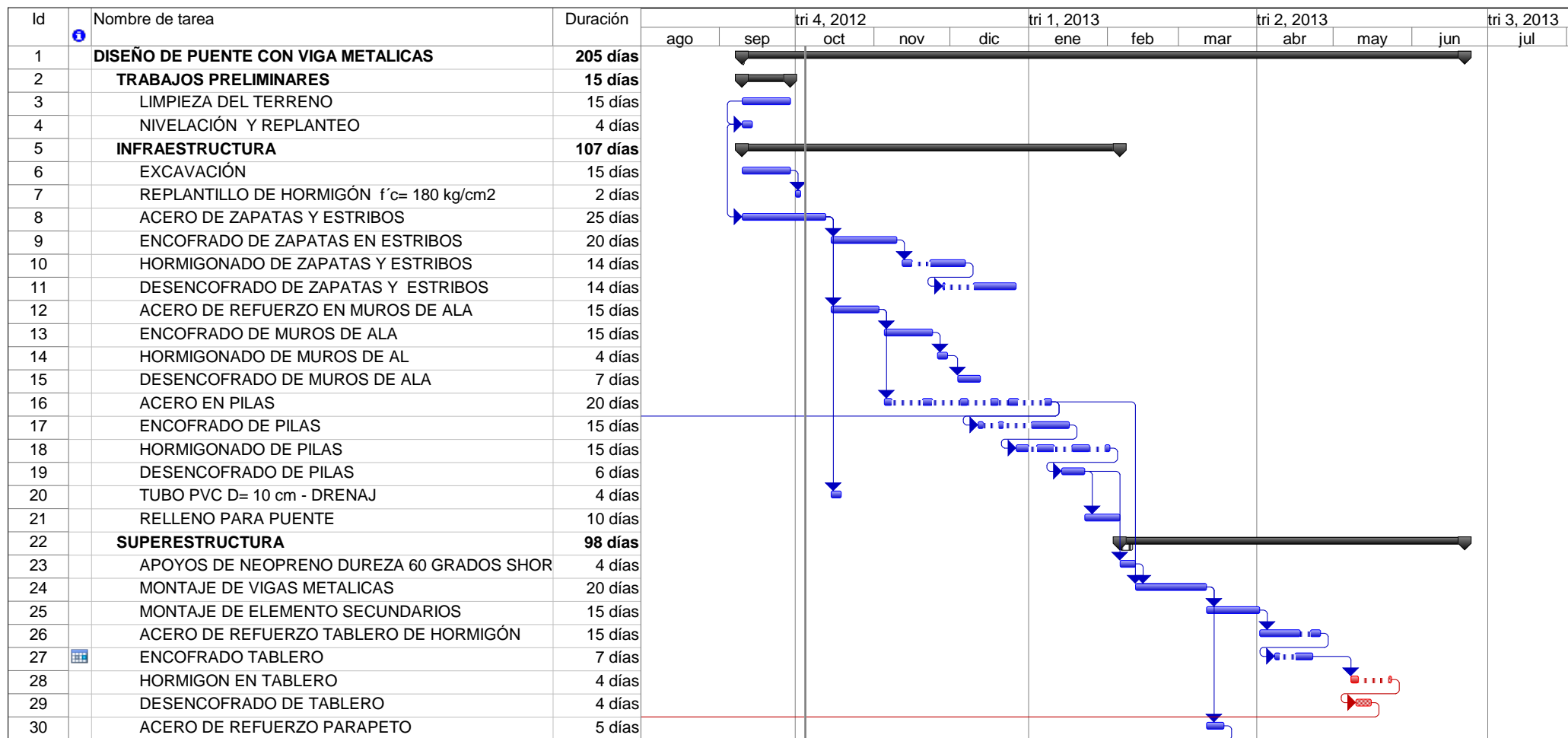


Proyecto: DISEÑO DE ALTERNATIVA
Fecha: vie 05/10/12

Tareas críticas		Hito		Tarea manual	
División crítica		Progreso del resumen		Sólo duración	
Progreso de tarea crítica		Resumen		Informe de resumen manual	
Tarea		Resumen del proyecto		Resumen manual	
División		Tareas externas		Sólo el comienzo	
Progreso de tarea		Hito externo		Sólo fin	
Línea de base		Tarea inactiva		Fecha límite	
División de la línea de base		Hito inactivo			
Hito de línea de base		Resumen inactivo			

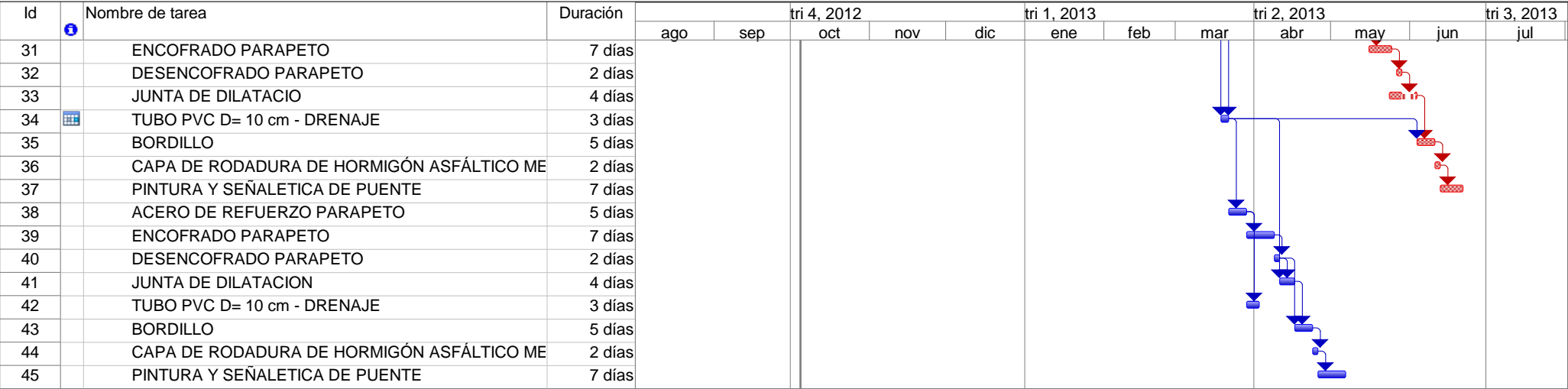


Proyecto: DISEÑO DE ALTERNATIVA Fecha: vie 05/10/12	Tareas críticas		Hito		Tarea manual	
	División crítica		Progreso del resumen		Sólo duración	
	Progreso de tarea crítica		Resumen		Informe de resumen manual	
	Tarea		Resumen del proyecto		Resumen manual	
	División		Tareas externas		Sólo el comienzo	
	Progreso de tarea		Hito externo		Sólo fin	
	Línea de base		Tarea inactiva		Fecha límite	
	División de la línea de base		Hito inactivo			
	Hito de línea de base		Resumen inactivo			

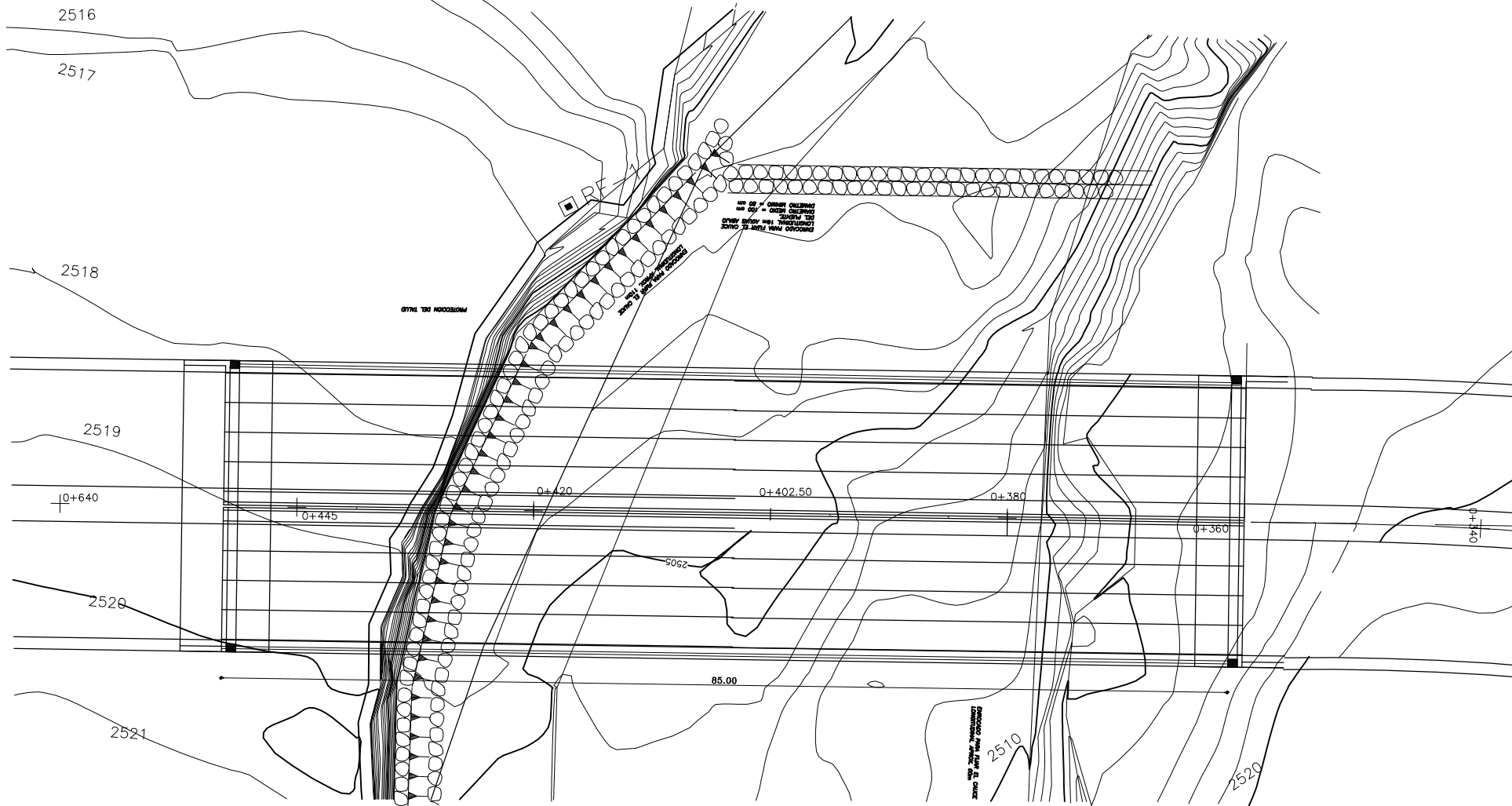


Proyecto: DISEÑO DE ALTERNATIVA
 Fecha: vie 05/10/12

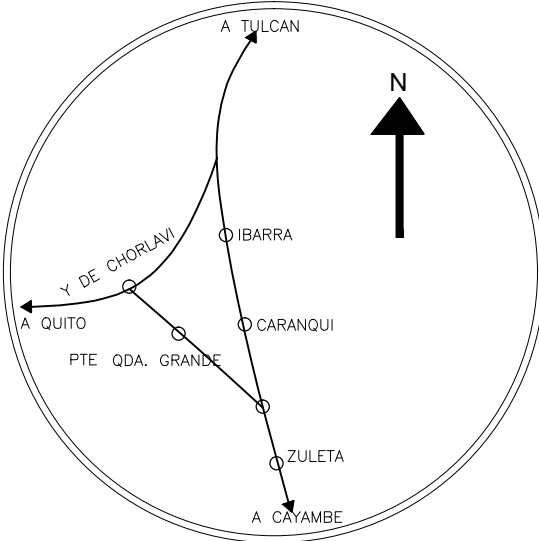
Tareas críticas		Hito		Tarea manual	
División crítica		Progreso del resumen		Sólo duración	
Progreso de tarea crítica		Resumen		Informe de resumen manual	
Tarea		Resumen del proyecto		Resumen manual	
División		Tareas externas		Sólo el comienzo	
Progreso de tarea		Hito externo		Sólo fin	
Línea de base		Tarea inactiva		Fecha límite	
División de la línea de base		Hito inactivo			
Hito de línea de base		Resumen inactivo			



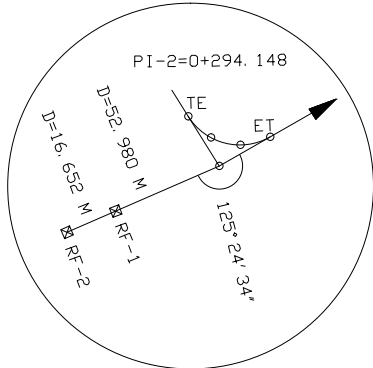
Proyecto: DISEÑO DE ALTERNATIVA Fecha: vie 05/10/12	Tareas críticas		Hito		Tarea manual	
	División crítica		Progreso del resumen		Sólo duración	
	Progreso de tarea crítica		Resumen		Informe de resumen manual	
	Tarea		Resumen del proyecto		Resumen manual	
	División		Tareas externas		Sólo el comienzo	
	Progreso de tarea		Hito externo		Sólo fin	
	Línea de base		Tarea inactiva		Fecha límite	
	División de la línea de base		Hito inactivo			
	Hito de línea de base		Resumen inactivo			



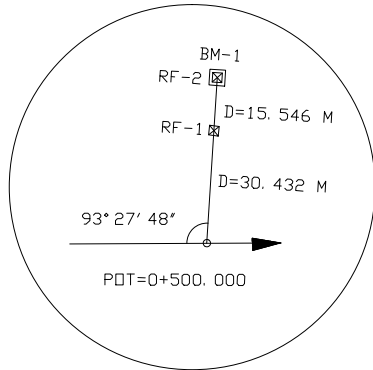
PLANTA
ESCALA 1 : 100



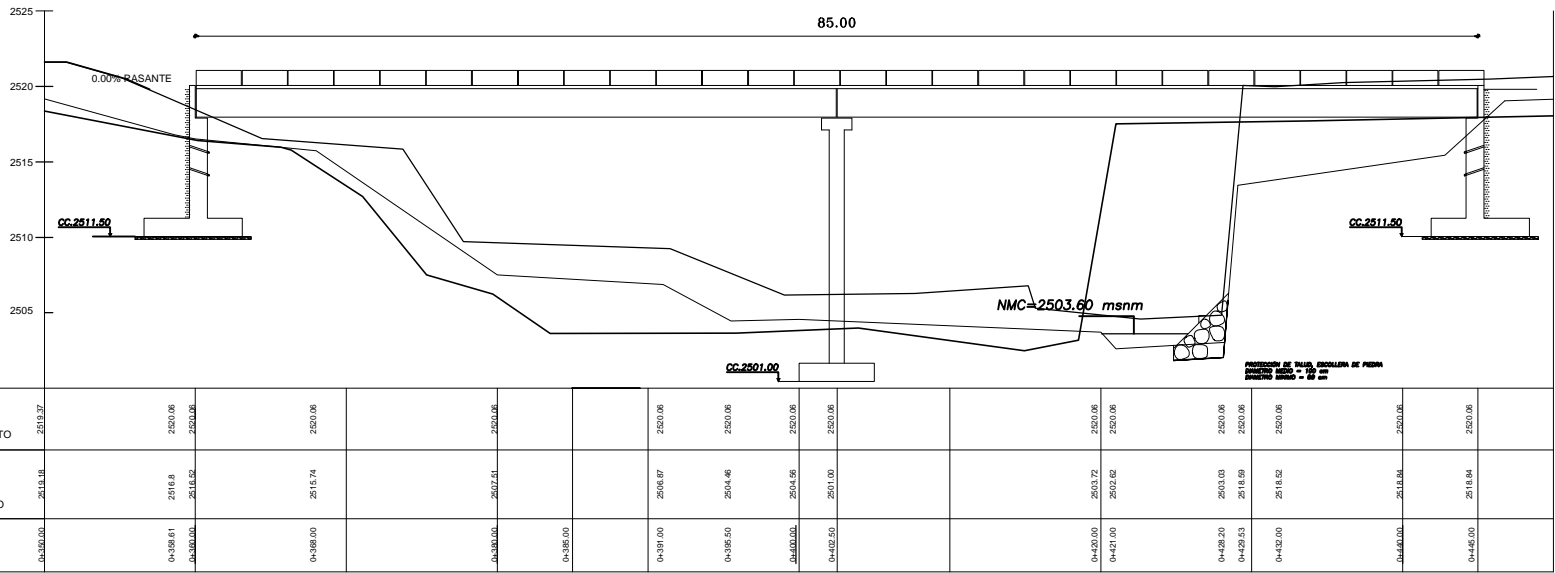
UBICACION S/E



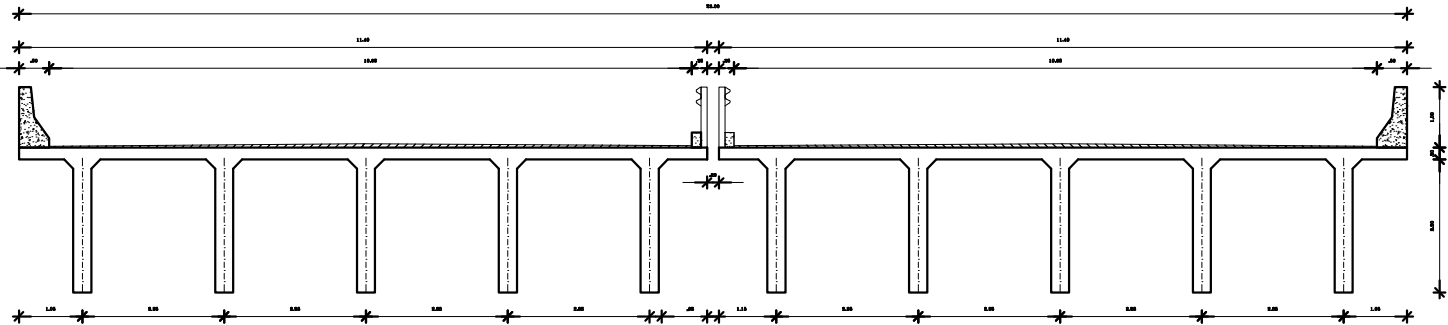
REF.-PI-1=0+091.948



REF.-POT=0+500.000
BM-1=2524.900 M.



ELEVACION
ESCALA 1 : 100



Sección Transversal

ESCALA 1 : 100

ESPECIFICACIONES GENERALES

- NORMAS DE DISEÑO AASHTO 2007
- SOBRECARGA: H = 93
- HORMIGON :
a.- CLASE "B" EN SUPERESTRUCTURA f'c= 280 Kg/cm2. Y ESTRIBO
b.- HORMIGON CICLOPEO f'c=180 kg/cm2
- ACERO DE REFUERZO EN BARRAS : SERA CORRUGADO DE DUREZA NATURAL fy= 4200 Kg/cm2
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO SUPERESTRUCTURA = 0.50 ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR
INFRAESTRUCTURA = CEMENTOS 0.10
INFRAESTRUCTURA = SOBRECIMENTOS 0.050
- EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERAN DE 40 DIAMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
- EL RELLENO: ATRAS DEL ESTRIBO SE REALIZARA EN CAPAS HORIZONTALES DE 30 cm. DE ESPESOR BIEN COMPACTADAS.
USANDO MATERIALES PERMISIBLES COMO: ARENA, GRAVA, CANTOS O PIEDRA (MATERIAL SUBBASE CLASE II).
- EL TERRENO: BAJO LA CIMENTACION DEBE SER LIMPIO, DURO Y ASPERO.
- DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
- CHIFLONES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRAN UN CHIFLAN DE 0.02 m.
- CAPA DE RODADURA: CARPETA DE HORMIGON ASFALTICO MEZCLADO EN PLANTA e = 5 cm.
- PENDIENTE TRANSVERSA: DEL TABLERO: 2 % A CADA LADO
- ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A-588, LIMITE DE FLUENCIA fy= 3500 Kg/cm2. PARA PLACAS.
- DEBERA COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO A-588, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACION.
- SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.
- NORMAS PARA SOLDADURA: AIS
- SE PINTARA EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.
- NO FUNDIR EXTREMOS DEL TABLERO Y PANTALLA SUPERIOR DE ESTRIBOS SIN COLOCAR LAS JUNTAS DE DILATACION.
- APOYOS DE NEOPRENO TIPO STUP DUREZA 60' SHORE 450 x 450 x 68 mm
- SE PINTARA LA JUNTA DE DILATACION EN LAS ACERAS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON EL HORMIGON.
- SE RECOMIENDA CONSTRUIR LA INFRAESTRUCTURA DE LA OBRA DE ARTE MAYOR PROPUESTA EN LA EPOCA DE MENORES PRECIPITACIONES PLUVIALES.
- EL VOLUMEN DE GAVIONES SE DETERMINARA EN OBRA
- EL MATERIAL DE RELLENO TRAS LOS ESTRIBOS DEBEN TENER UN PESO ESPECIFICO DE $\gamma = 1.70 \text{ T/m}^3$ (SUB BASE CLASE 3)

PROCESO CONSTRUCTIVO

- LAS ACTIVIDADES DEL PROCESO DE CONSTRUCCION SEGUIRAN EN EL SIGUIENTE ORDEN:
- LOCALIZACION Y REPLANTIO DEL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE
 - ADQUISICION DEL ACERO ESTRUCTURAL PARA LA FABRICACION DE VIGAS
 - INICIO DE FABRICACION DE VIGAS EN TALLER
 - EXCAVACION DEL TERRENO HASTA LLEGAR A LAS COTAS DE CIMENTACION, TENIENDO CUIDADO DE NO ALTERAR EL SUELO BAJO EL NIVEL DE CIMENTACION
 - ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DE ESTRIBOS, PREVIA FUNDICION DE REPLANTILLO
 - RELLENO COMPACTADO TRAS DEL ESTRIBO, HASTA UNA ALTURA QUE NO SUPERE EL NIVEL NATURAL DEL TERRENO
 - TRANSPORTE DE LOS DIFERENTES TRAMOS DE VIGAS DESDE EL TALLER AL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE
 - ENSAMBLAJE DE LOS TRAMOS DE VIGAS, EN UNA DE LAS MARGENES, COLOCACION DE OBRAS FALSAS EN EL CAUCE DE SER NECESARIO
 - LANZAMIENTO DE LAS VIGAS HASTA QUE SE APOYEN EN LOS ESTRIBOS
 - DESCENSO Y MOVIMIENTO DE LAS VIGAS HASTA SU UBICACION DEFINITIVA SOBRE SUS RESPECTIVOS APARATOS DE APOYO
 - ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DEL TABLERO DEL PUENTE
 - RELLENO COMPACTADO TRAS LOS ESTRIBOS, HASTA ALCANZAR EL NIVEL DE RASANTE
 - ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DE PROTECCIONES LATERALES Y COLOCACION DE CAPA DE RODADURA DE HORMIGON DE CEMENTO
 - OBRAS DE LIMPIEZA Y RECONFORMACION DEL CAUCE (REACOMODO DEL MATERIAL GRANULAS HACIA LAS MARGENES)
 - LIMPIEZA Y RECONFORMACION DEL CAUCE
 - PUENTE EN SERVICIO.

FUENTE DE MATERIALES

MINA: QUEBRADA "EL LAUREL"
DISTANCIA: 6.90 km
MATERIAL TODO USO

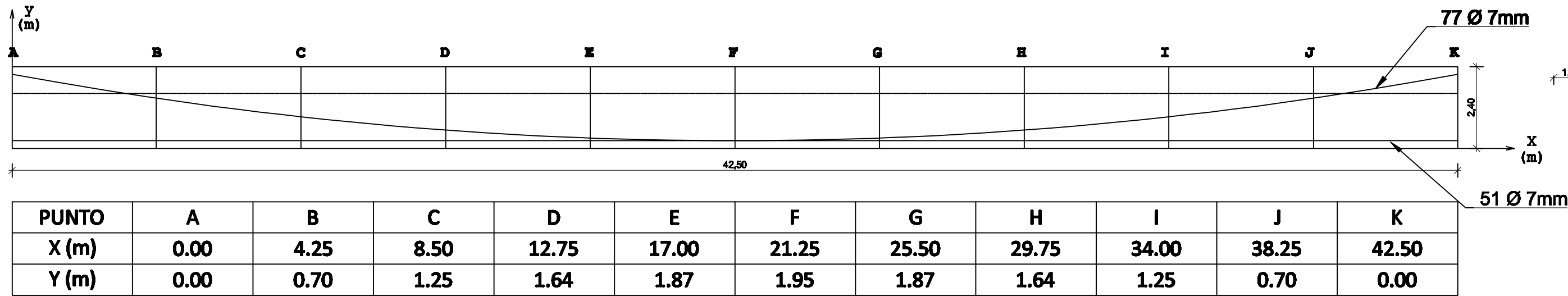
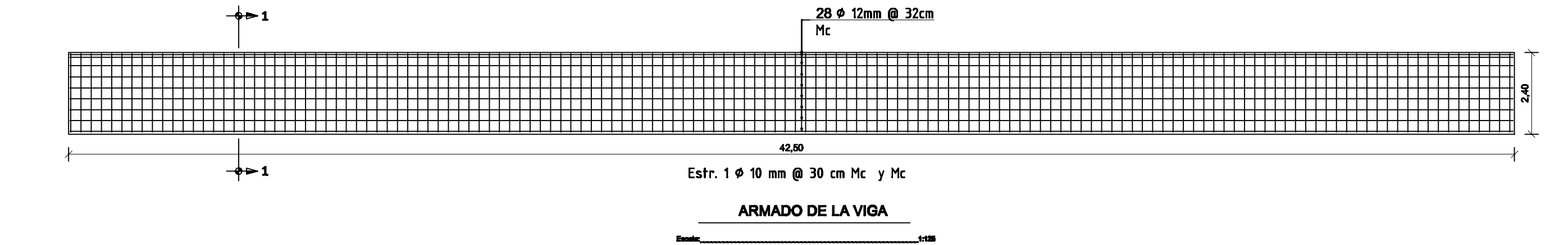
DATOS HIDRAULICOS

Qmax= 226.80 m³/s
V= 8.20 m/s
AREA HIDRAULICA=27.50 m²
AREA CUENCA= 3.50 km²
COTA MAX CRECIENTE= 2503.60 msnm

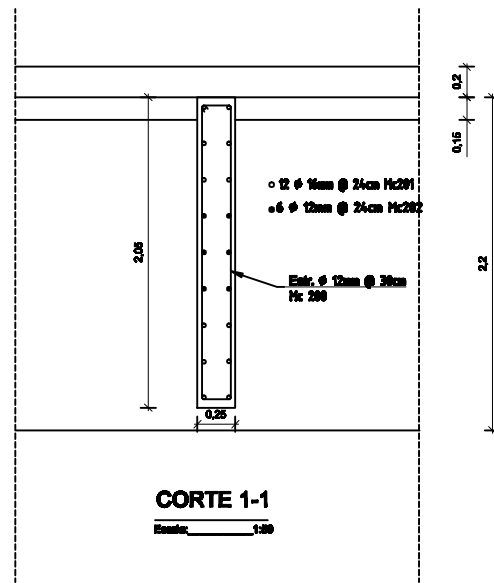
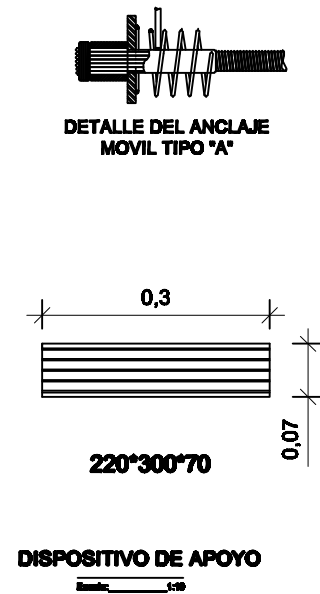
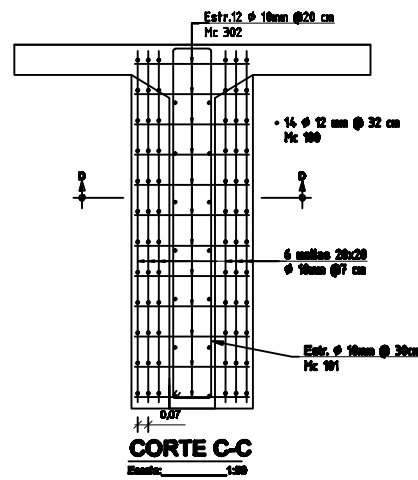
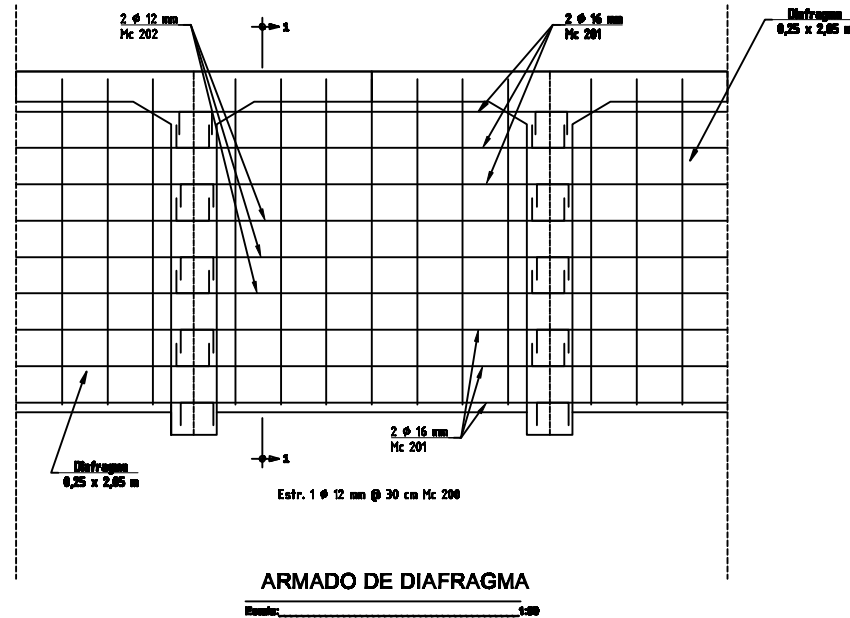
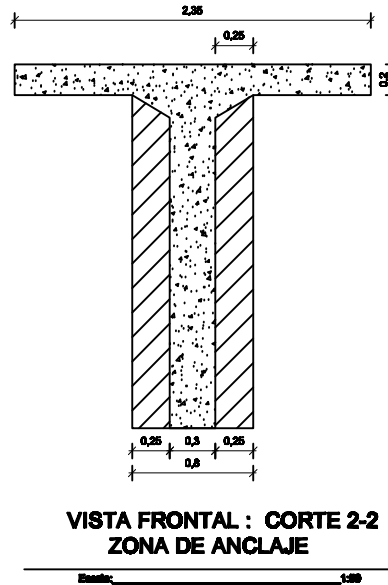
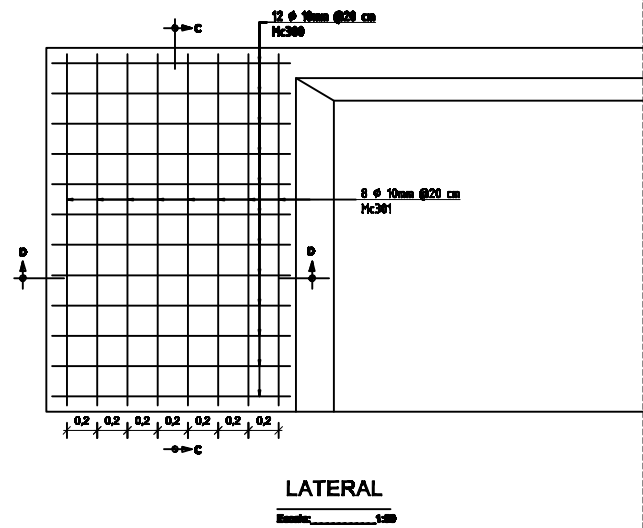
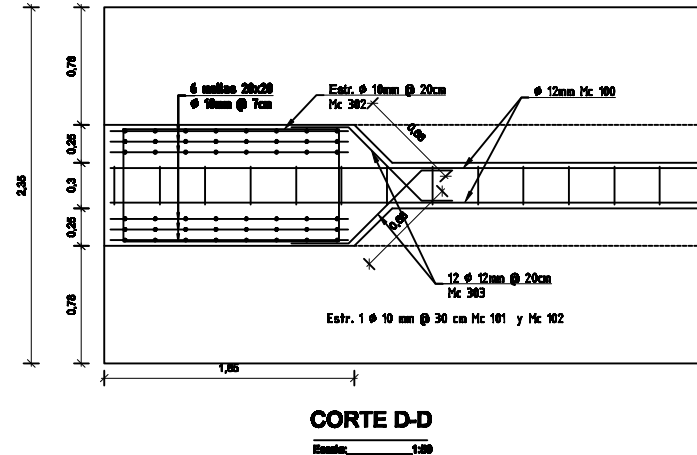
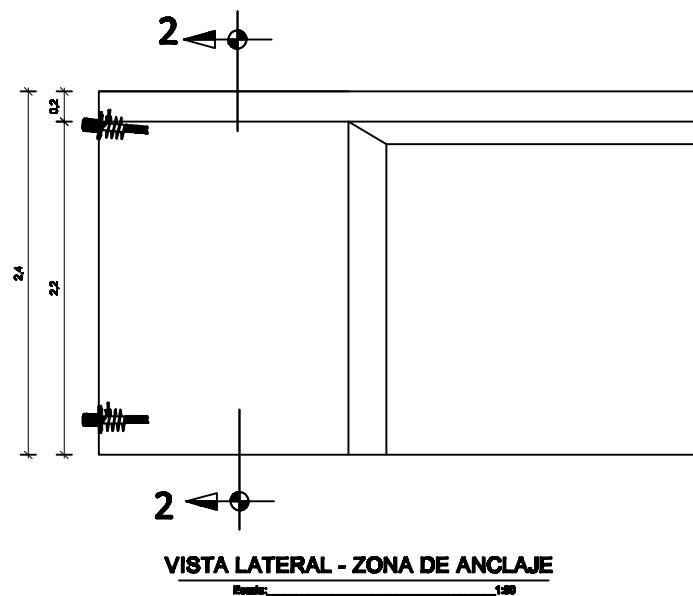
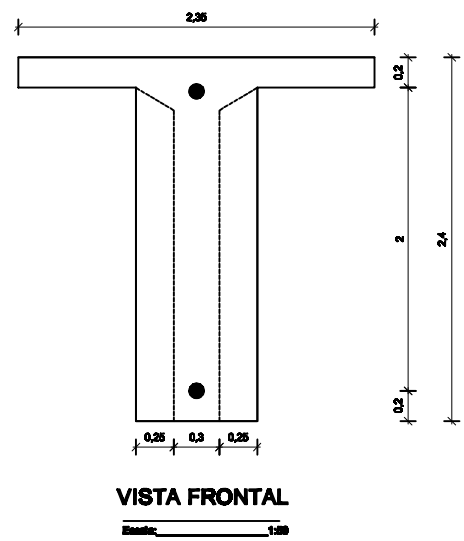
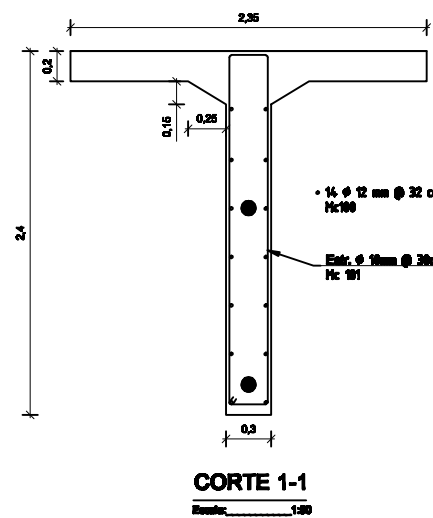
PROYECTO DE GRADUACION PARA
LA OBTENCION DEL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGON
POSTENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO

PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE PUENTE L=85m IBARRA-IMBABURA		LAMINA: 1 de 7
CONTIENE: PLANTA ELEVACION		ESCALAS: INDICADAS
DIBUJO:		FECHA:
CALCULO:	REVISO:	APROBO:
		DIRECTOR:



PUNTO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
X (m)	0.00	4.25	8.50	12.75	17.00	21.25	25.50	29.75	34.00	38.25	42.50
Y (m)	0.00	0.70	1.25	1.64	1.87	1.95	1.87	1.64	1.25	0.70	0.00



PLANILLA DE HIERROS									
Mc	Tipo	Diám	Num	Dimensiones				Longitud Desarroll	Longitud Total
				a	b	c	g		
VIGAS									
100	I	12	280	42.40				42.40	11,872.00
101	O	10	2840	2x 0.25	2x 2.35		2x 0.10	5.40	15,336.00
DIAFRAGMA									
200	O	12	630	2x 0.20	2x 2.00		2x 0.05	4.50	2,835.00
201	C	16	1,080	2.40	2x 0.15			2.70	2,916.00
202	C	12	540	2.40	2x 0.15			2.70	1,458.00
ZONA DE ANCLAJE									
300	I	10	2,880	2.30				2.30	6,624.00
301	I	10	1,920	1.55				1.55	2,976.00
302	O	10	480	2x 0.70	2x 1.55		2x 0.05	4.60	2,208.00
303	S	12	960	0.4	0.70	0.20		1.30	1,248.00

RESUMEN			
diám.	peso/m	longitud total	peso total
10	0.62	27144.00	16747.85
12	0.89	17413.00	15462.74
16	1.58	2916.00	4601.45
			32210.59

Elemento	Volumen de Hormigon
Vigas	592.88 m3
Diafragma	94.56 m3
Zona de Anclaje	118.66 m3

TIPOS DE HIERROS	
	①
	②
	③
	④
	⑤
	⑥
	⑦
	⑧
	⑨
	⑩
	⑪
	⑫
	⑬
	⑭
	⑮
	⑯
	⑰
	⑱
	⑲
	⑳
	㉑
	㉒
	㉓
	㉔
	㉕
	㉖
	㉗
	㉘
	㉙
	㉚
	㉛
	㉜
	㉝
	㉞
	㉟
	㊱
	㊲
	㊳
	㊴
	㊵
	㊶
	㊷
	㊸
	㊹
	㊺
	㊻
	㊼
	㊽
	㊾
	㊿

ESPECIFICACIONES Y NOTAS GENERALES	
1.- Este plano presenta los detalles genéricos de la viga postensada. No se ha aplicado ningún sistema específico de postensado. El constructor y el propietario deben elegir el sistema postensado que deseen utilizar y deben producirse planos constructivos que cumplan con estas especificaciones generales, aplicándolas a ese sistema.	
2.- Valores de Resistencia de Materiales: - Hormigón postensado en vigas: $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ - Hormigón en diafragmas: $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ - Hierro de refuerzo: $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ - Acero de precompresión de alta resistencia: $F_y = 19200 \text{ kg/cm}^2$ - Valores de la fuerza de postensado en los anclajes extremos: a.- Fuerza inicial sin pérdidas esfuerzo de galea = 750 Ton. b.- Porcentaje de pérdidas (fricción-relajación) = 20% c.- Fuerza final con pérdidas = 600 Ton.	
3.- Para la construcción se colocara en su ubicación definitiva en el puente y se construya en sitio, luego se postensara.	
4.- No debe postensarse las vigas antes de que el hormigón haya alcanzado su resistencia de diseño, es decir $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.	
5.- En las superficies de apoyo de las vigas, en los cabezales de las respectivas pilas, se utilizarán para apoyo directo de las vigas, placas de Neopreno Reforzado Dureza Shore 70" (45X45X5 cm.)	
6.- El constructor puede construir las vigas al lado del puente y luego postensar e izarlas así lo requiere.	

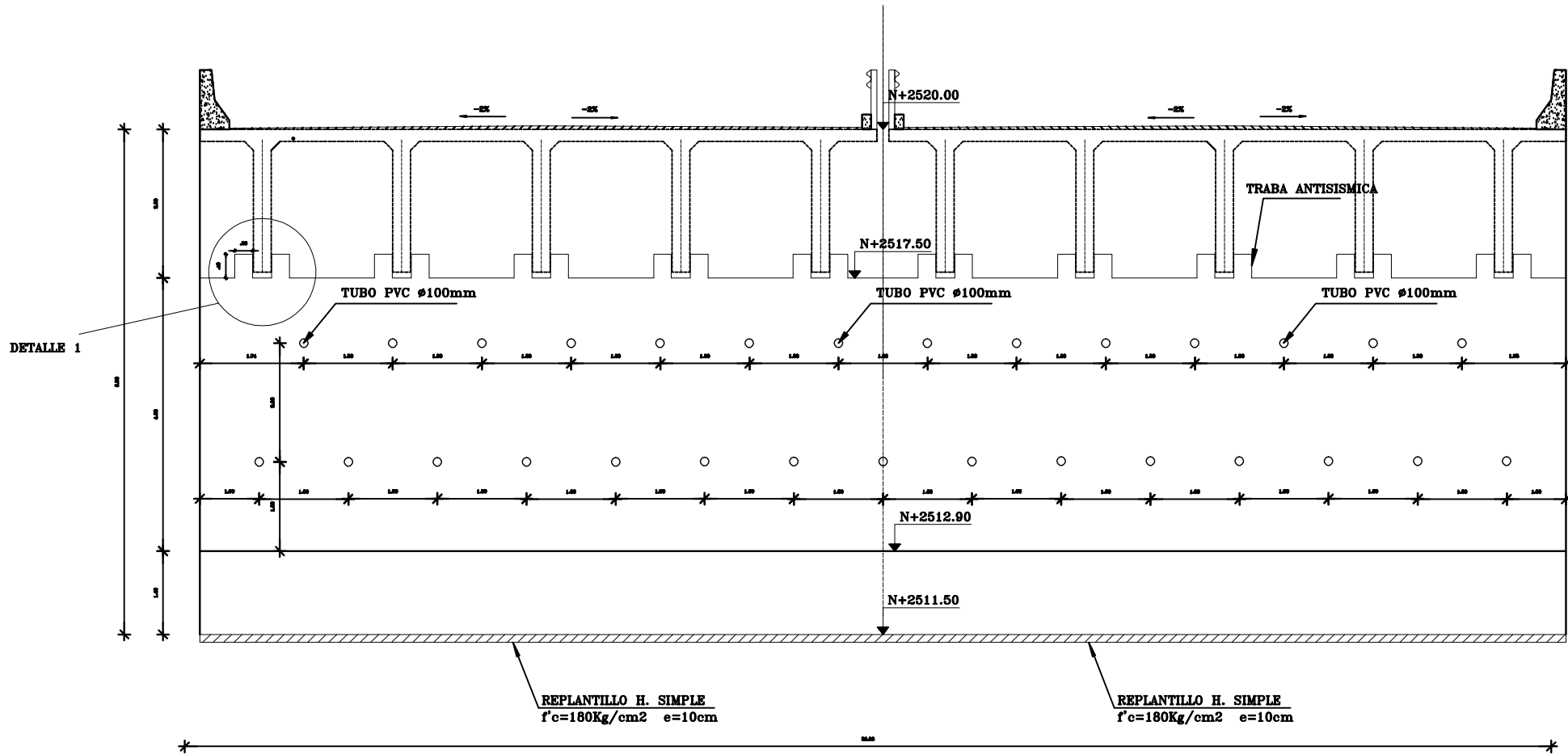
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR	
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA	
PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL	
ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANDOS DE HORMIGÓN PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO	
PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE	LÁMINA: 2 de 7
PUENTE L=45m IBARRA-MIBABURA	ESCALA: INDICADAS
CORTES: DETALLE Y ARMADO DE VIGAS POSTENSADAS LONGITUD 42.5m	PRECIA: DEBIDO:
REVISOR:	APROBADO:
	DIRECTOR:



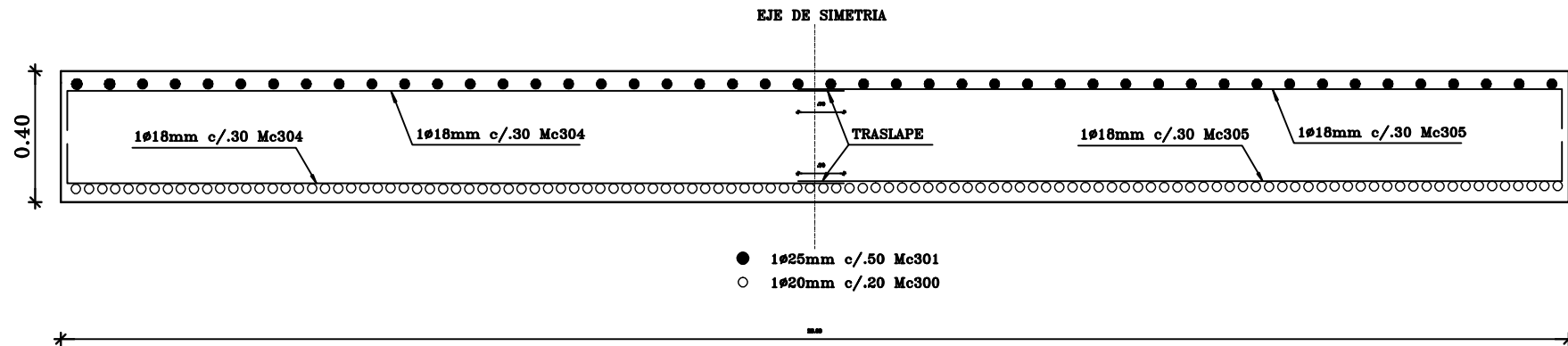
ESC. 1 : 20



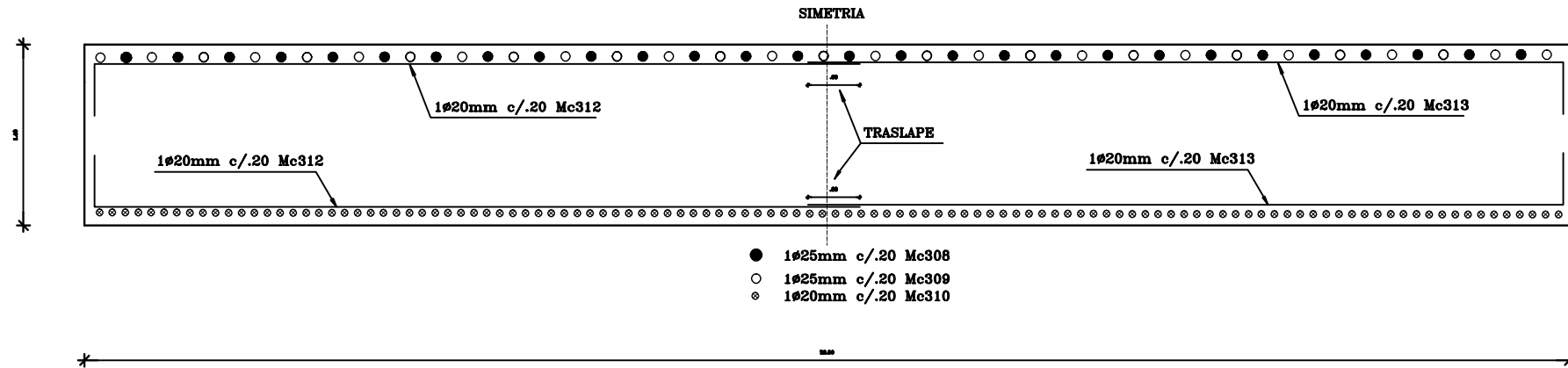
CALCULO:	REVISO:	APROBO:	DIRECTOR:



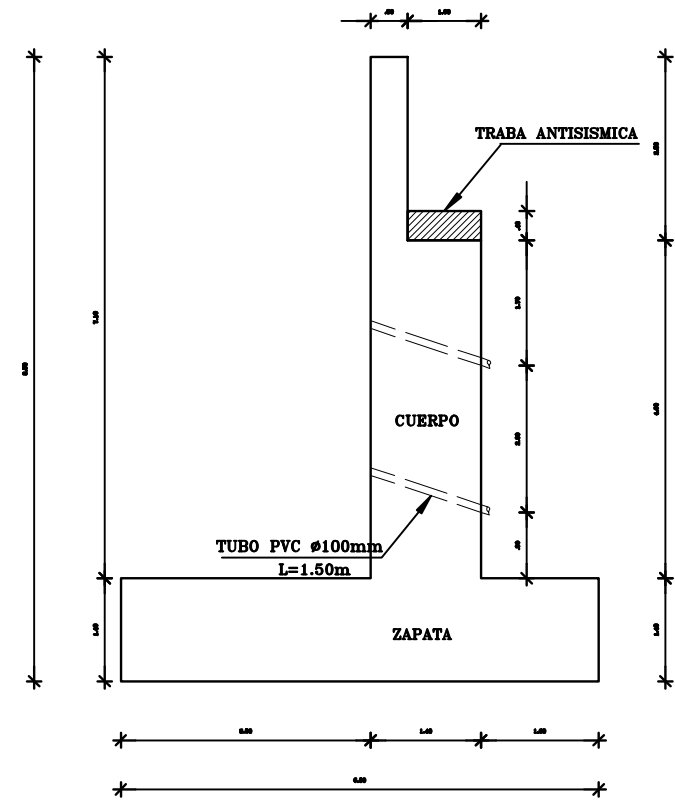
VISTA FRONTAL ESTRIBO
ESC. 1:100



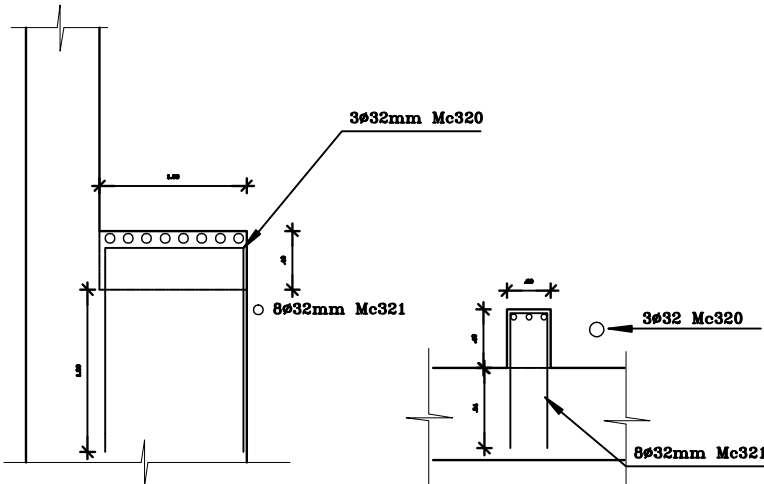
COTE 1-1
ESC. HOR. 1:100
ESC. VER. 1:25



CORTE 2-2
ESC. HOR. 1:100
ESC. VER. 1:50



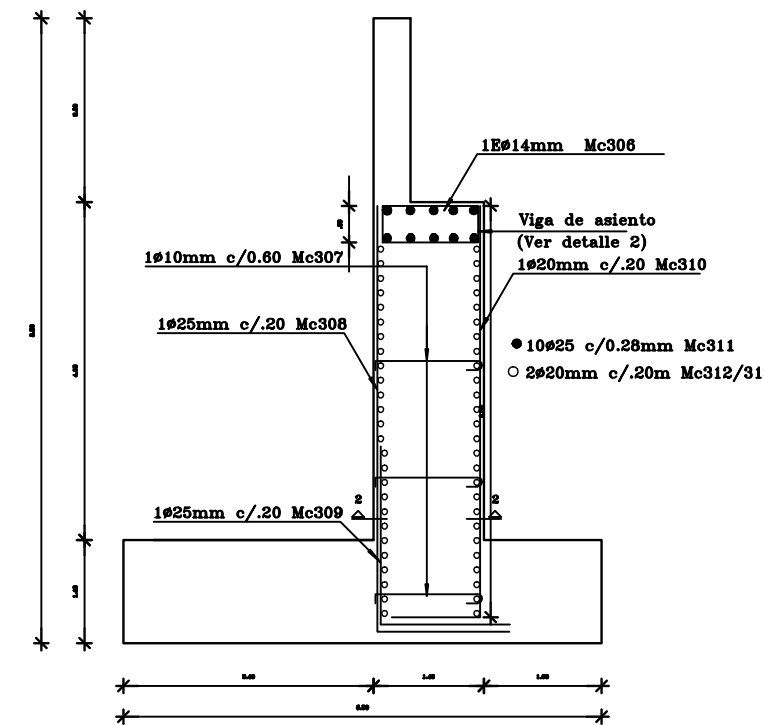
VISTA LATERAL ESTRIBO
ESC. 1:100



VISTA LATERAL

VISTA FRONTAL

DETALLE 1 - TRABAS ANTISISMICAS
ESC. 1:100



ARMADO DEL CUERPO ESTRIBO
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS													
MARCA	DIAMETRO Ø mm	RFO	N°	DIMENSIONES					LONGITUD CORTE m	LONGITUD TOTAL m	PESO METRO kg/m	PESO kg	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e					
ESTRIBOS													
300	20	L	250	2.9	0.12				3.02	756.00	2.470	1739.71	
301	25	L	50	2.96	0.15				3.11	286.40	3.850	1179.29	
302	10	J	30	0.05	0.40			0.15	0.05	122.20	0.044	115.30	
303	10	O	250	0.45	0.40				1.70	598.00	0.044	245.96	
304	10	L	16	11.05	0.12				12.00	432.00	2.900	304.96	Trabaja 40 veces = 6
305	10	L	50	11.05	0.15				11.00	424.00	2.900	449.00	Trabaja 40 veces = 6
306	14	O	460	1.10	0.10				3.00	1056.00	1.20	2702.76	
307	10	J	250	0.12	1.1			0.15	0.10	296.90	0.044	746.44	
308	20	L	250	2.75	1.00				2.75	2150.00	3.800	1564.14	
309	25	L	280	4.30	1.75				5.05	1360.00	3.850	4227.67	
310	20	L	250	2.75	1.20				0.15	1840.00	2.470	4602.26	
311	25	L	500	12.00					12.00	5040.00	3.850	2241.40	
312	20	L	120	11.05	0.12				12.00	1440.00	2.470	3576.46	
313	20	L	120	11.05	0.15				11.00	1440.00	2.470	3529.47	
314	25	C	460	0.90	0.20				0.90	1374.00	3.850	1724.68	
315	10	C	60	11.00	0.20				12.20	1072.00	2.900	2145.00	Trabaja 40 veces = 6
316	10	C	60	11.00	0.20				12.20	1072.00	2.900	2147.20	
TRABAS ANTISISMICAS													
300	22	C	100	0.90	1.20				2.47	426.40	6.360	2622.49	
305	22	C	250	0.30	0.50				2.00	468.00	6.900	4729.13	

TUBOS ANTISISMICOS												
320	32	C	120	0.95	1.26		3.47	416.40	6,380	2627.49		
320	32	C	320	0.26	0.52		2.09	668.80	6,380	4220.13		

CANTIDAD DE MATERIALES												
ELEMENTO	f'c kg/cm2	VOLUMEN m3										
ESTRIBOS	280	342.24										
ZAPATA		415.60										
TOTAL		760.84										
			MATERIAL FILTRANTE = 11.00 m3									
			TUBO PVC ø100mm L=1.50m = 45.00 m									
			VOLUMEN DE HORMIGON f'c=280 Kg/cm2 = 760.84 m3									
			HORMIGON f'c=180 Kg/cm2 (REPLANTILLO) = 28.90 m3									
			Wtotal (kg) = 56216.23									

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- HORMIGON SIMPLE f'c=240 Kg/cm², VER ESPECIFICACIONES TECNICAS COMPLETAS PARA EL HORMIGON EN LA MEMORIA DE CALCULO.
- ACERO ESTRUCTURAL fy=4200 Kg/cm², EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA Y CORRUGADA.
-

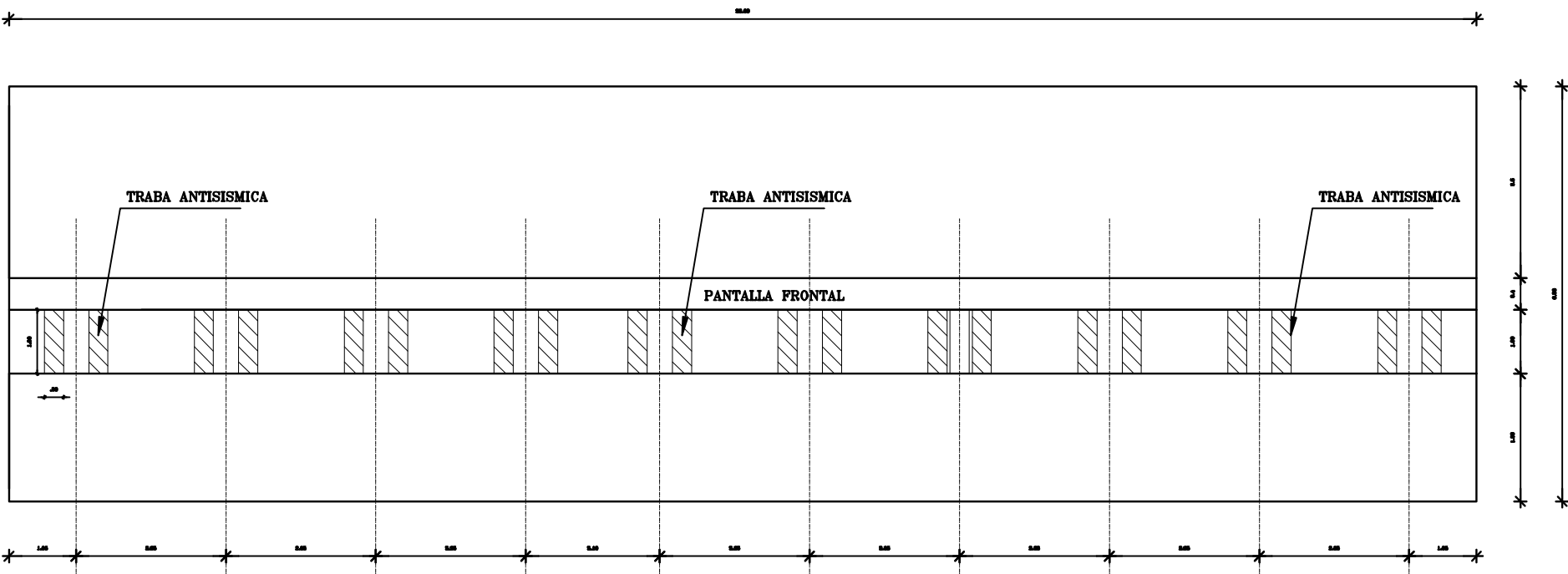
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

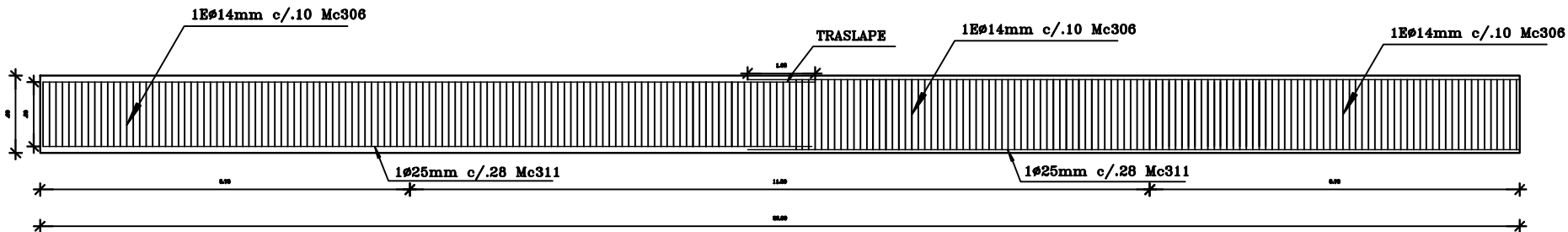
PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL

ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGON PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO

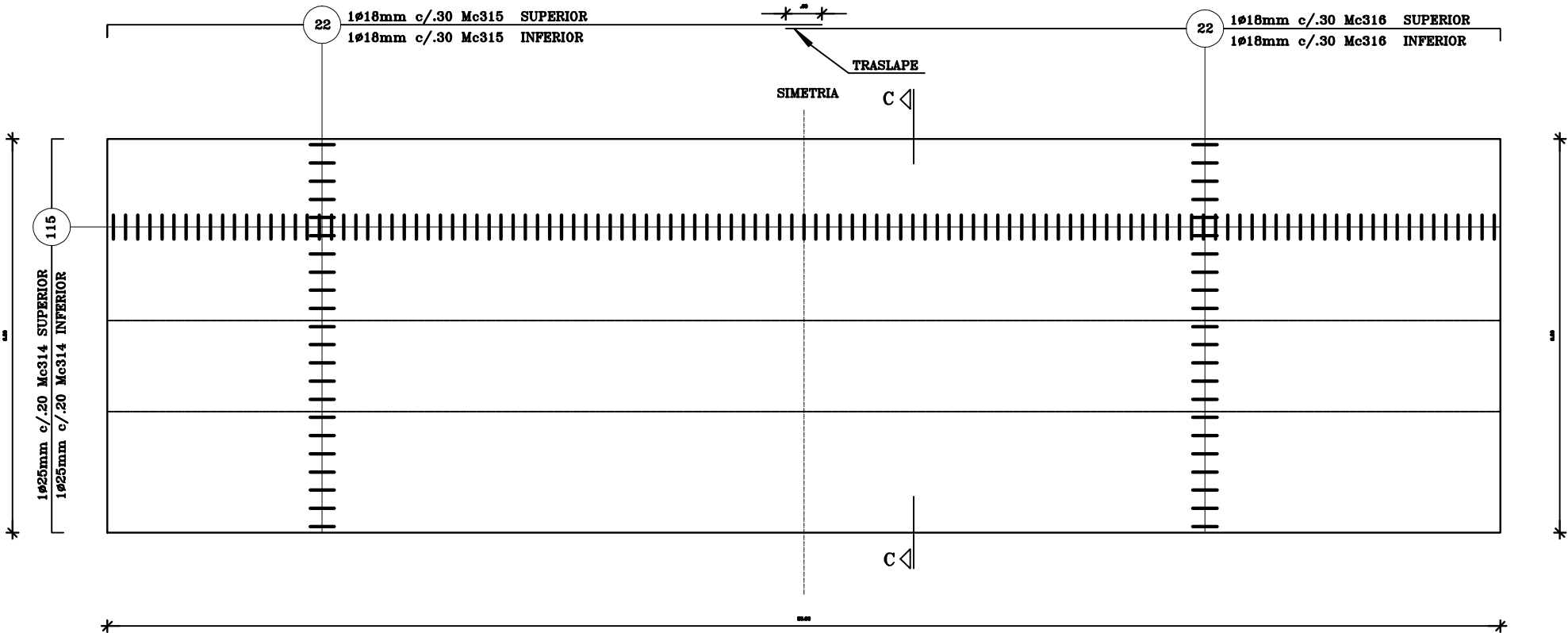
PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE PUENTE L=55m BARRA-MEMBURA	LABELA: 4 de 7
CONTENIDO: ARMADO DE ESTRIBO, ZAPATA Y PANTALLA DETALLES DE TRABAS ANTISISMICAS, CORTES, VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	INDICADAS
FECHA:	FECHA:
DISEÑO:	DISEÑO:
REVISOR:	REVISOR:
APROBADO:	APROBADO:
DIRECTOR:	DIRECTOR:



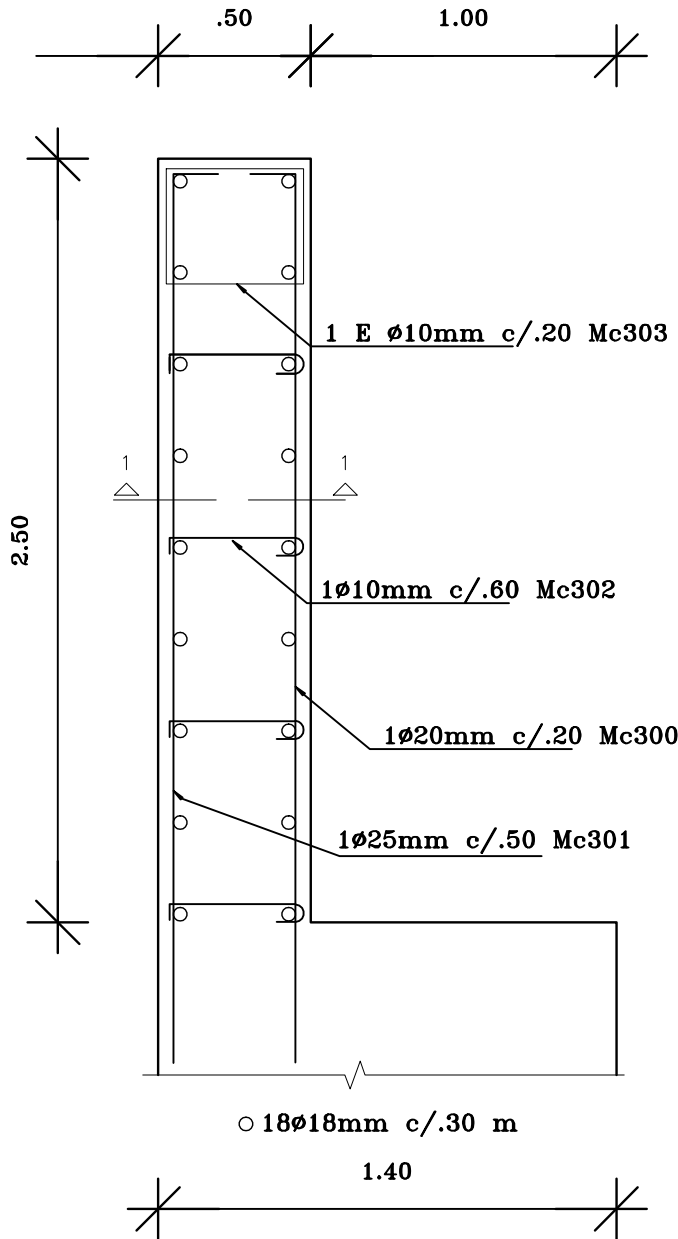
PLANTA - ESTRIBO
ESC. 1 : 100



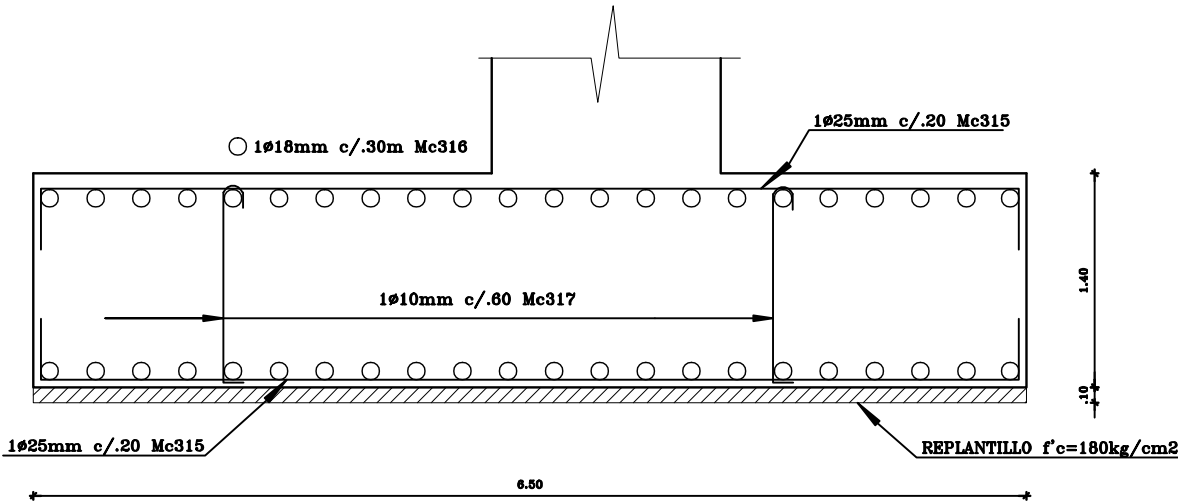
DETALLE 2-VIGA DE ASIENTO
ESC. HOR. 1 : 100
ESC. VER. 1 : 50



ARMADO ZAPATA:PLANTA
ESC. 1 : 100



ARMADO PANTALLA SUPERIOR
ESC. 1 : 20



ARMADO C-C ZAPATA
ESC. 1 : 50

PLANILLA DE HIERROS													
MARCA	DIAMETRO Ø mm	TIPO	H'	DIMENSIONES				LARGITUD CORTE m	LARGITUD TOTAL m	PESO/METRO kg/m	PESO kg	OBSERVACIONES	
				a m	b m	c m	d m						
300	20	L	280	2.9	0.15			3.05	761.53	2.470	3750.71		
302	25	L	92	2.90	0.15			3.05	269.65	5.626	1974.69		
302	20	J	232	0.25	0.40			5.15	365	267.25	245.32		
302	10	O	280	1.45	1.40				251.65	6.516	245.96		
304	18	L	35	11.85	0.15			12.03	452.03	3.030	854.90	Trabapalo 40 vcs en el Ø	
305	20	L	85	11.85	0.15			12.03	452.03	2.600	652.40	Trabapalo 40 vcs en el Ø	
306	14	O	460	1.50	0.90			9.60	1456.90	1.210	3388.76		
307	10	J	234	0.125	1.4			0.15	1.60	391.95	6.616	241.44	
309	25	L	280	2.25	1.80			4.05	2233.95	3.620	6254.51		
309	25	L	280	4.20	1.75			5.95	1358.95	3.620	5257.67		
310	20	L	280	2.35	1.20			3.55	1466.95	2.470	4867.28		
311	25	L	1480	12.03	1			12.03	95.93	9.920	234.96	Trabapalo 40 vcs en el Ø	
312	20	L	124	11.85	0.15			12.03	1488.90	2.470	3675.36		
313	20	L	124	11.79	0.15			11.85	1488.90	2.470	3625.42		
314	25	C	680	0.50	0.20			6.90	3574.95	3.700	13121.69		
315	18	C	88	11.80	0.20			12.03	1178.80	3.030	2347.20	Trabapalo 40 vcs en el Ø	
316	30	C	88	11.80	0.20			12.03	1178.80	3.690	2347.20		
TRABAS ANTISISMICAS													
320	32	C	120	0.95	1.26			3.42	416.43	6.310	2627.48		
321	32	C	120	0.25	0.92			2.00	668.83	6.310	4230.13		

TIPOS DE HIERROS:											
a	b	a	b	c	a	b	c	a	b	a	a
I	C	Z	C	C	V						
b	g	b	c	d	b	a	b	a	b	g	L
D	G	U	J	L							

RESUMEN DE MATERIALES											
Ø mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32	
L(m)	0.00	970.15	0.00	1656.00			3004.00	5625.40	0.00	7082.50	0.00
Peso (kg)	0.00	598.00	0.00	2003.76	0.00	6008.00	13894.74			26864.13	0.00
Estrubo Wtot (kg)=		49068.63									
Ø mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32	
L(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1085.2	
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6847.6	
Trabas Antisismicas Wtot (kg) =										6847.6	

CANTIDAD DE MATERIALES					
ELEMENTO	f'c kg/cm2	VOLUMEN m3		MATERIAL FILTRANTE	= 11.00 m3
ESTRIBOS		342.24		TUBO PVC Ø100mm; L=1.50m	= 45.00 m
ZAPATA	280	418.60		VOLUMEN DE HORMIGÓN f'c=280 kg/cm2	= 780.84 m3
TOTAL =			780.84	HORMIGÓN f'c=180 kg/cm2 (REPLANTILLO)	= 29.90 m3
				Wtotal (kg) =	56216.23

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- HORMIGÓN SIMPLE f'c=240 Kg/cm² - VER ESPECIFICACIONES TECNICAS COMPLETAS PARA EL HORMIGÓN EN LA MEMORIA DE CALCULO.
- ACERO ESTRUCTURAL fy=4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA Y CORRUGADA.
-

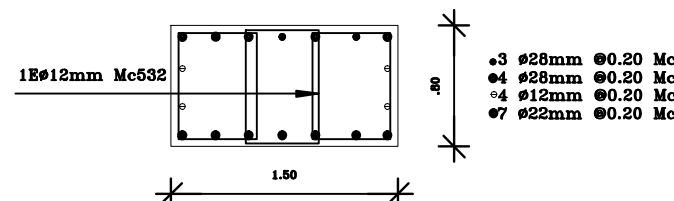
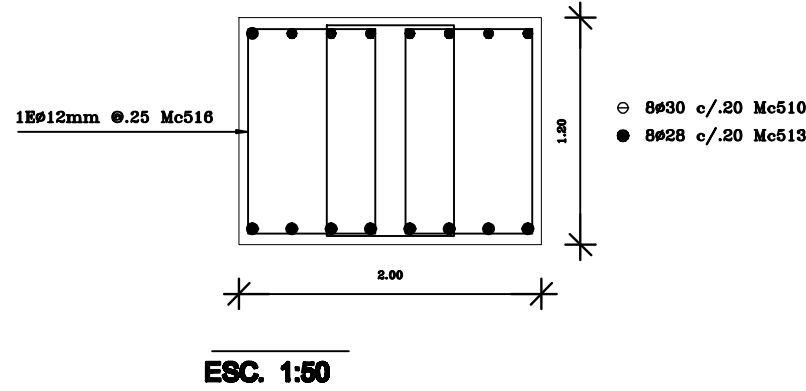
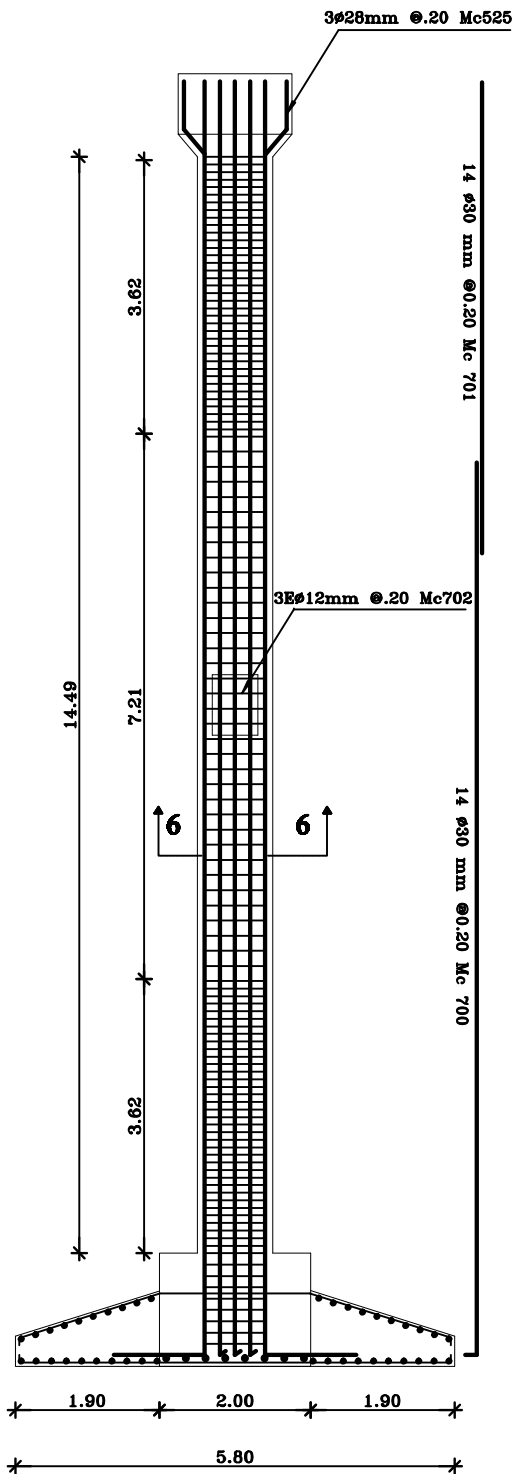
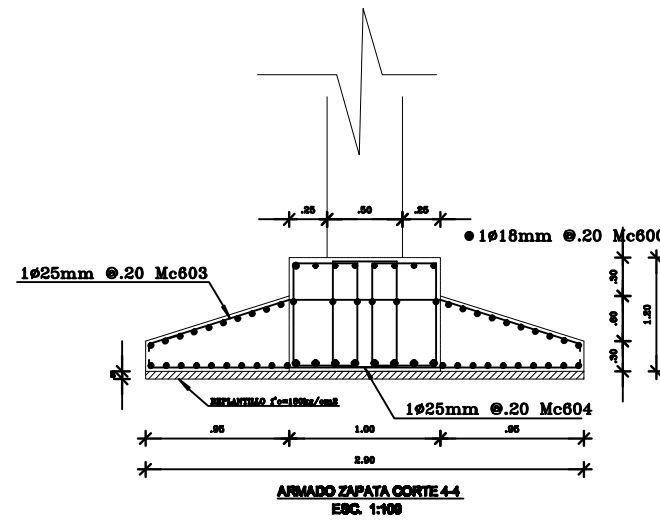
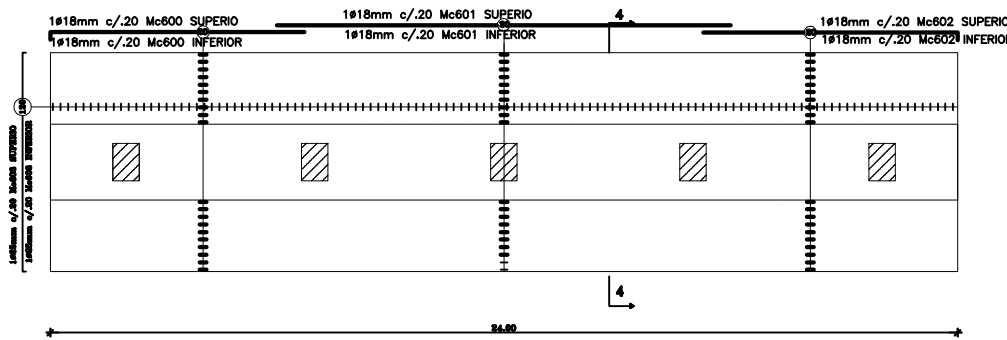
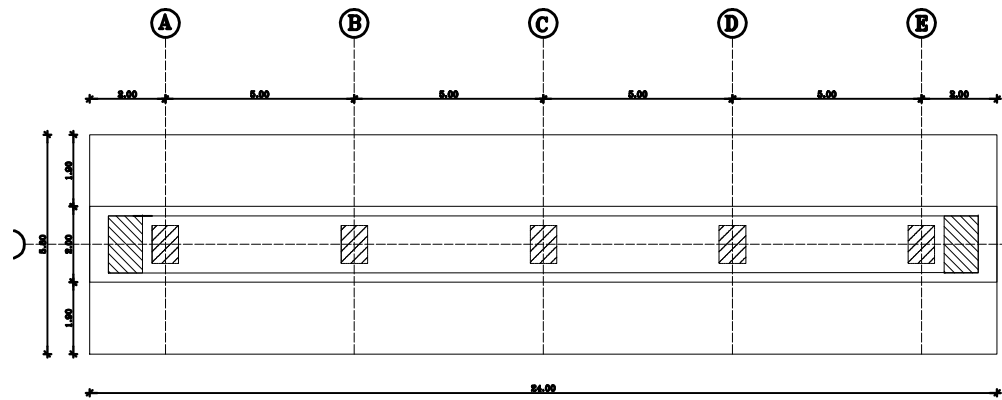
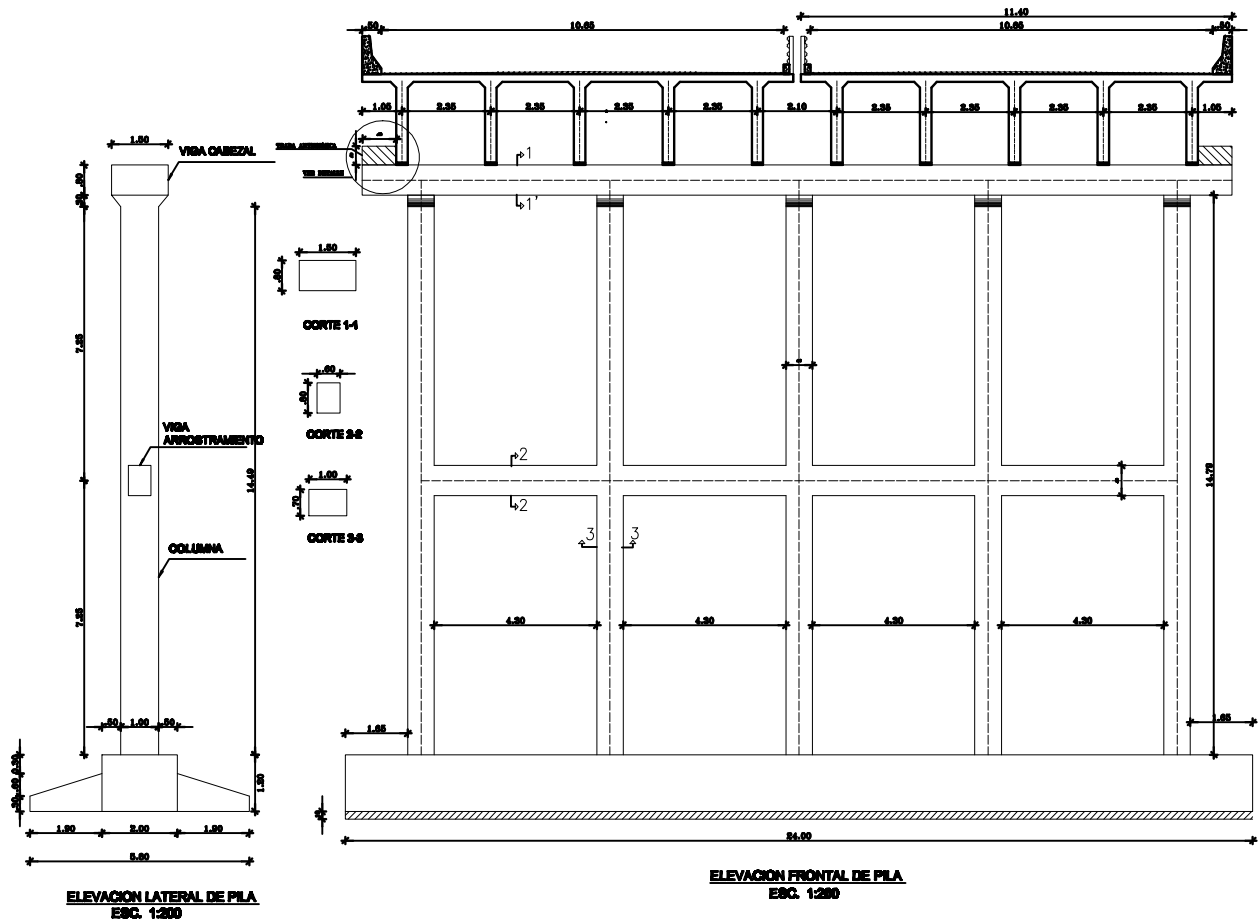
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENERO CIVIL

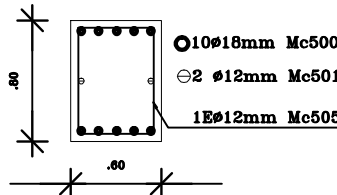
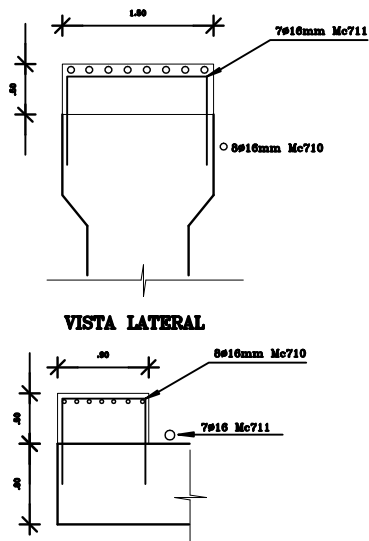
ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGÓN PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO

PROYECTO:	PUENTE QBDA GRANDE	LAMINA:	5 de 7
PUEBLO:	L=65m IBARRA-MENABURA	ESCALA:	INDICADAS
CONTENIDO:	ARMADO DE ESTRIBO, ZAPATA Y PANTALLA DETALLES DE TRABAS ANTISISMICAS, CORTES, VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	FECHA:	
		DISEÑO:	

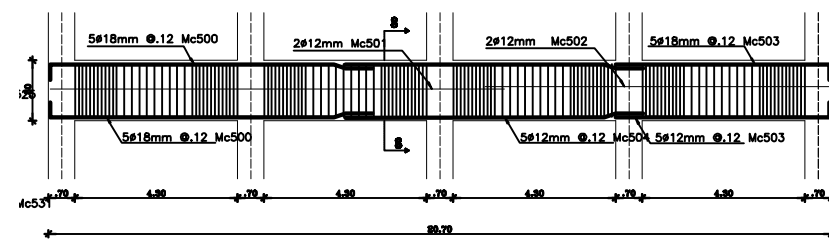
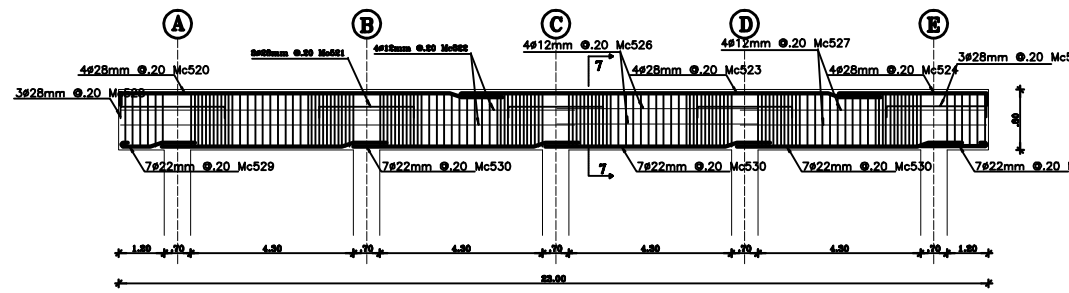
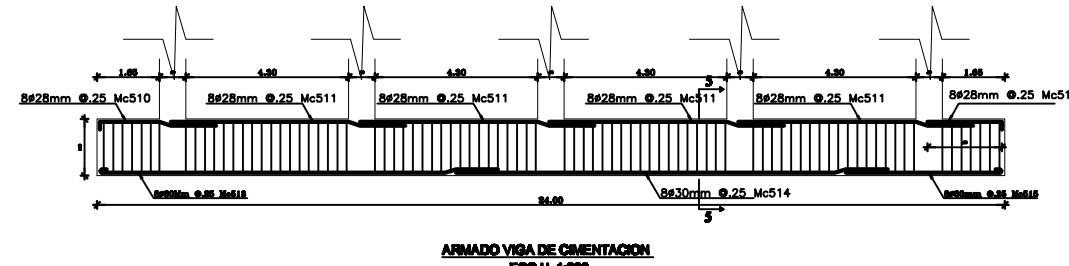
REVISOR:	APROBADO:	DIRECTOR:



CORTE 7-7
ESC. 1:50



TRABAS ANTISISMICAS
ESC. 1:50



PLANILLA DE HIERROS													
MARCA	DIAMETRO mm	TIPO	N°	CONVERSIONES						LONGITUD TOTAL m	FREQ/VITRO kg/m	PESO kg	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e	f				

VIGA DE COMBUSTION														
510	20	L	8	3.05	0.2			3.25	26.00	4.000	125.50			
511	20	I	32	6.00				6.20	159.40	4.000	969.27	Tratado	40 vcs e 14	
512	20	L	6	2	0.2			2.20	17.00	4.000	55.04			
513	30	L	8	10.45				30.35	95.40	5.950	172.65	Tratado	40 vcs e 14	
514	30	L	11	8				31.15	95.40	5.950	172.65	Tratado	40 vcs e 14	
515	30	L	8	4.10	0.70			4.30	34.20	5.950	109.02	Tratado	40 vcs e 14	
516	12	O	259	0.85	1.35			0.20	2.40	619.20	0.888	549.85	Tratado	40 vcs e 14

VIGA CEMENTACION													
930	28	L	8	0.05	0.2					3.25	26.00	4.000	105.50
930	28	C	5	2.00	0.05					2.05	25.09	4.000	123.72
930	12	O	289	0.85	1.35					0.20	0.00	613.20	42.62
930	28	L	8	11.40						11.40	91.20	5.000	216.00
930	30	L	8	4.00	0.70					4.70	34.40	5.000	70.25
930	28	C	3	0.05	0.2					2.05	8.99	4.000	42.75
930	12	O	4	0.95	1.45					0.35	0.40	613.00	15.00
930	28	L	8	0.05	0.2					0.20	0.00	613.20	0.888
930	28	C	3	2.00	0.05					2.20	25.08	4.000	89.88
930	28	L	7	1.90	0.05					0.28	18.98	2.800	42.76
930	22	L	7	3.70	0.05					3.58	36.60	2.800	66.47
930	28	L	7	3.70	0.05					3.95	36.60	2.800	66.54
930	12	O	649	0.70	0.90	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.000	104.50

ZAPATA													
000	10	L	40	6.7	0.2			6.96	276.00	2.000	552.00		
001	10	I	40	12.00				12.00	480.00	2.000	960.00	Traslape 40 veces e l/d	
002	18	L	40	6.78	0.2			6.98	279.00	2.000	558.00	Traslape 40 veces e l/d	
003	25	U	120	2.00	1.95	0.10		6.10	732.00	3.024	2095.17	Traslape 40 veces e l/d	
004	25	C	120	5.7	0.1			5.90	708.00	3.024	2167.96	Traslape 40 veces e l/d	

ZAPATA													
900	18	L	46	4.7	0.2					4.90	275.00	2.000	550.00
900	18	L	46	4.7	0.2					4.90	275.00	2.000	550.00
900	25	O	110	2.00	1.00	6.40				6.10	732.00	3.500	2595.17
900	25	O	110	2.00	1.00	6.40				6.10	732.00	3.500	2595.17

CIMENTACION													
700	30	L	14	11.4	0.2					11.60	149.00	5.000	745.00
700	30	L	14	6.25						6.25	50.00	5.000	250.00
700	12	I	120	1.05						1.05	126.00	0.888	111.60
700	12	O	120	1.00	0.90	0.30				1.05	126.00	0.888	111.60
700	12	O	120	1.0	1.2					1.15	138.00	0.888	123.84

TRABAS ANTISISMICAS													
710	16	C	16	0.8	0.05					2.50	40.00	2.470	98.80
710	16	C	16	1.40	0.05					3.20	44.80	2.470	111.65

RESUMEN DE MATERIALES													
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28			
L(m)	0.0	235.2	0.0	0.0	234.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
Peso (kg)	0.0	215.6	0.0	0.0	459.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0			
V. Armado (kg)													
V. Cimentacion (kg)													

Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	30		
L(m)	0.0	613.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	242.0	210.8		
Peso (kg)	0.0	549.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1168.9	1169.5		
V. Cimentacion (kg)													

Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	30		
L(m)	0.0	1264.4	0.0	0.0	0.0	0.0	193.9	0.0	144.1	0.0			
Peso (kg)	0.0	1149.4	0.0	0.0	0.0	0.0	577.8	0.0	696.0	0.0			
V. Cimentacion (kg)													

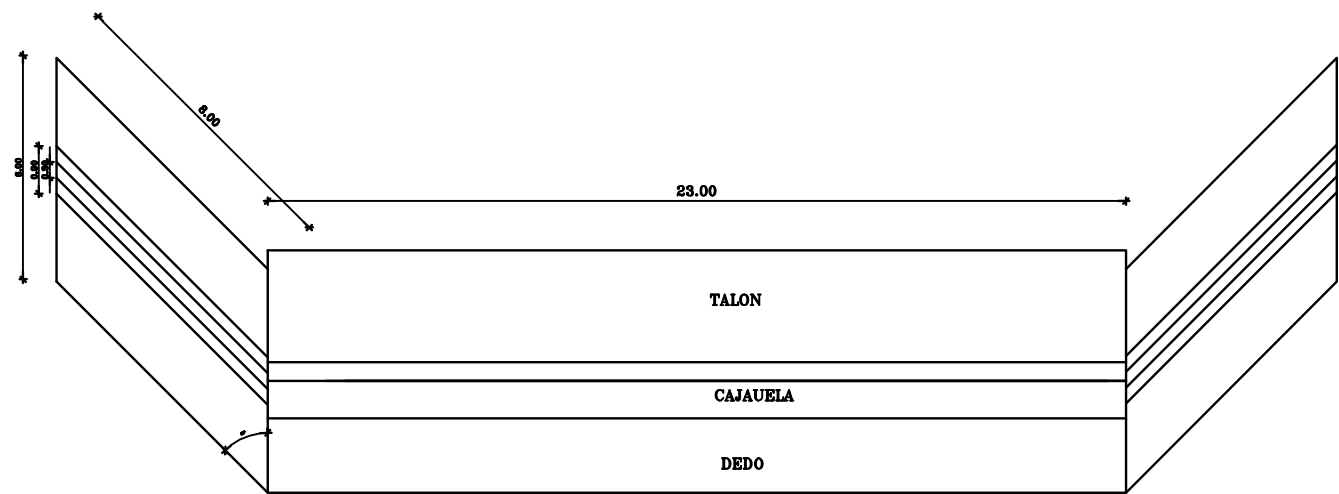
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	30		
L(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	1234.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1440.0	253.5		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	2068.0	0.0	0.0	0.0	5520.8	0.0		
V. Cimentacion (kg)													

Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	30		
L(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	84.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	127.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
V. Cimentacion (kg)													

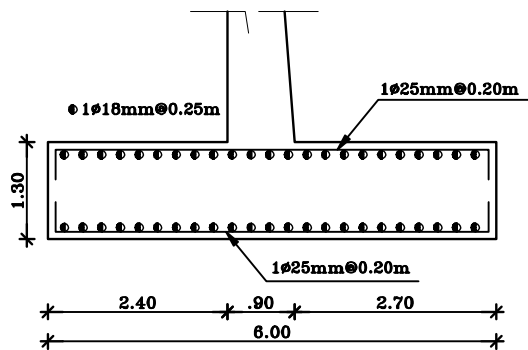
CANTIDAD DE MATERIALES													
ELEMENTO	Φ mm	VOLUMEN m³											
VIGA CABEZAL	280	27.60											
VIGA ARROSTRAMIENTO	280	8.24											
COLUMNA	280	51.80											
ZAPATA	280	112.32											
TOTAL		199.96											

PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL													
ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGON PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO													

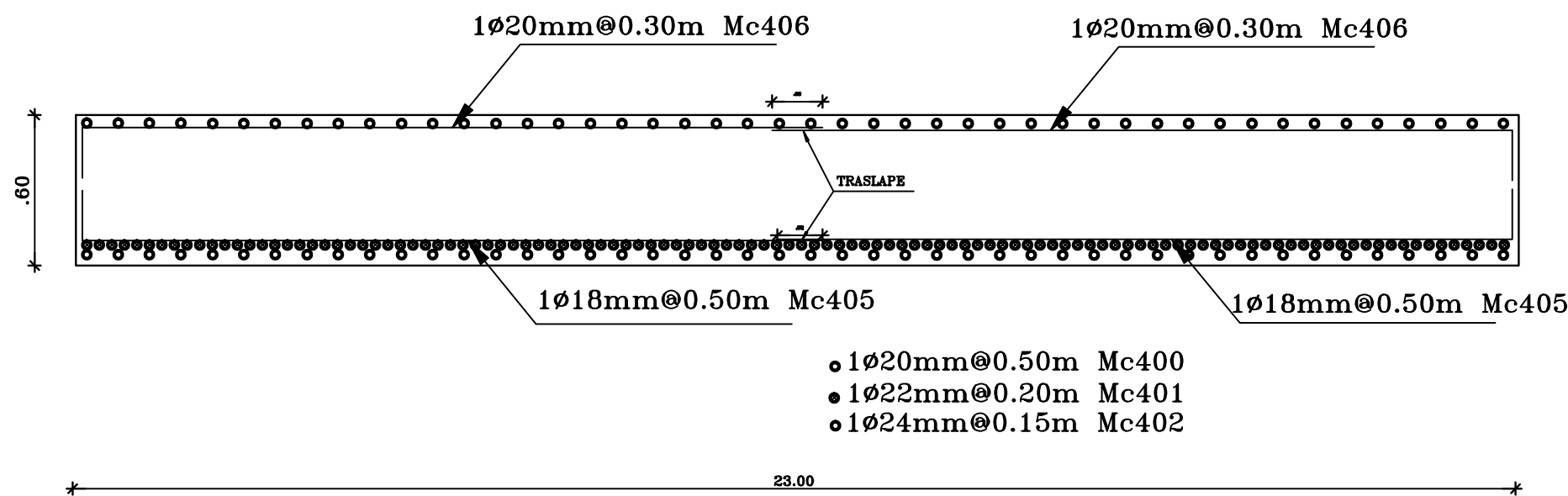
PROYECTO:	PUENTE QBDA GRANDE	LAMINA:	6 de 7
CONTENIDO:	ARMADO: VIGA CABEZAL, VIGA ARROSTRAMIENTO Y COLUMNA DE PILA VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	INDICADAS	
REVISOR:		APROBADO:	
		DISEÑADOR:	



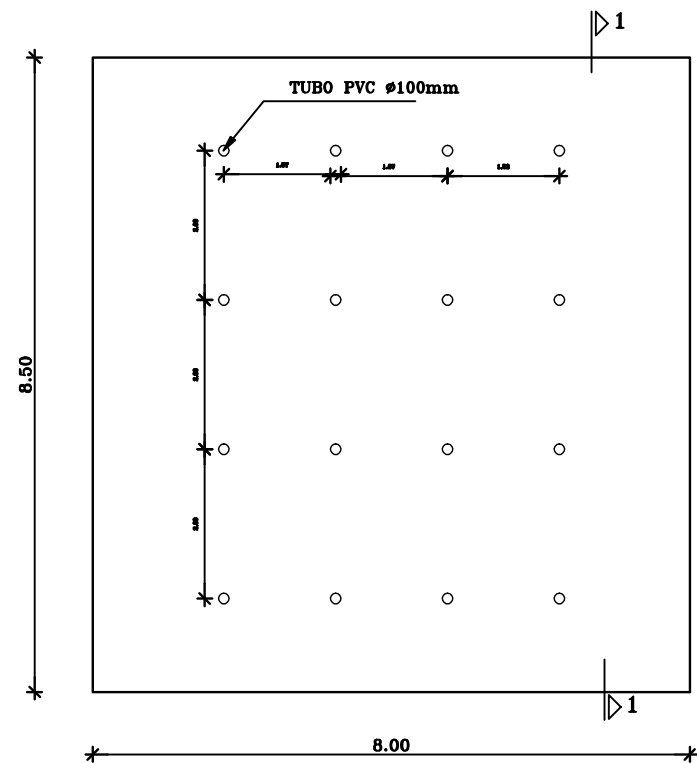
PLANTA MURO DE ALA
ESC. 1:200



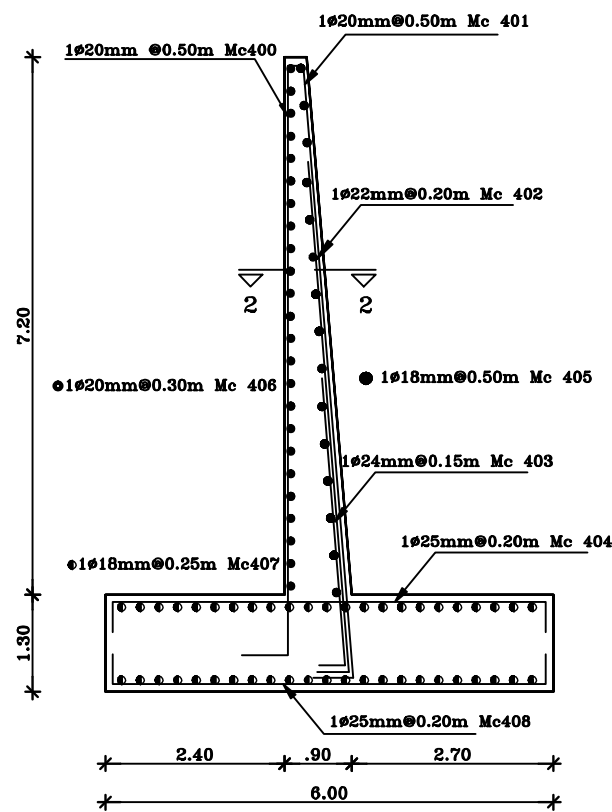
CORTE 3-3



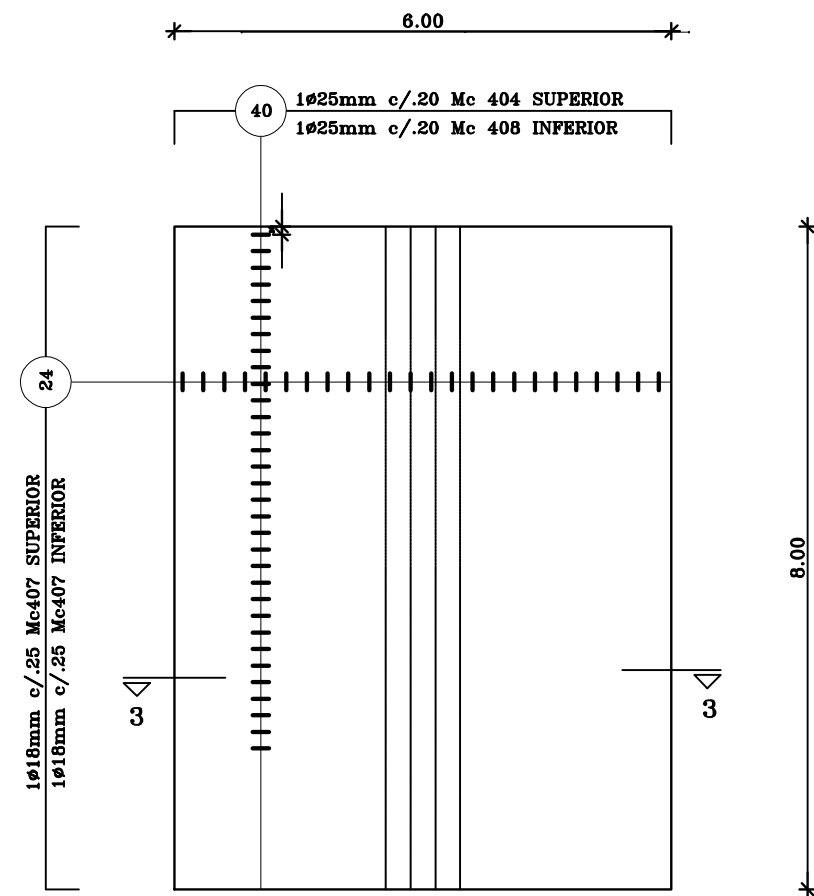
CORTE 2-2
ESC.H 1:100
ESC.V 1:25



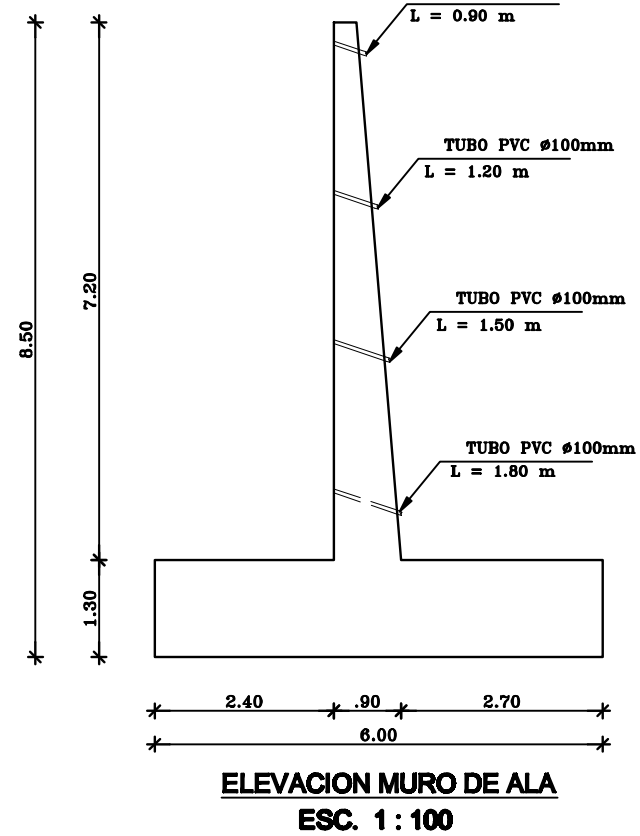
VISTA FRONTAL MURO DE ALA
ESC. 1:100



ARMADO MURO DE ALA
ESC. 1:100



ARMADO ZAPATA: PLANTA
ESC. 1:100



ELEVACION MURO DE ALA
ESC. 1:100

PLANILLA DE HIERROS													
MARCA	DIAMETRO φ mm	TPO	N°	DIMENSIONES					LONGITUD CORTE	LONGITUD TOTAL	PESO/METRO kg/ml	PESO	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e					
MEMORIA DE													
400	20	C	134	0.4	0.02	0.1				33.12	1362.00	2.470	4593.24
402	20	C	124	0.4	0.02	0.10				20.12	1362.00	2.470	4303.42
403	22	L	124	0.4	0.02	0.10				20.12	1362.00	2.470	5383.42
403	24	L	138	0.4	0.02	0.10				24.00	1295.00	5.890	4925.28
404	25	C	90	0.4	0.02	0.10				16.00	1295.00	5.890	4925.28
406	38	L	72	11.80	0.02					32.00	180.00	2.000	Total 4000

TIPOS DE HIERROS:												
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
I	C	Z	C'	V	G	U	L					

RESUMEN DE MATERIALES												
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	32		
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	1708.8	5112.3	1679.0	1253.6	1000.0	0.0		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	3417.6	12627.4	5020.4	4592.0	4156.2	0.0		
Muro de Ala Wotot (kg)						29796.9						

CANTIDAD DE MATERIALES			
ELEMENTO	f'c Kg/cm ²	VOLUMEN m ³	
MURO DE ALA	280	208.32	
ZAPATA		124.8	
TOTAL		333.12	

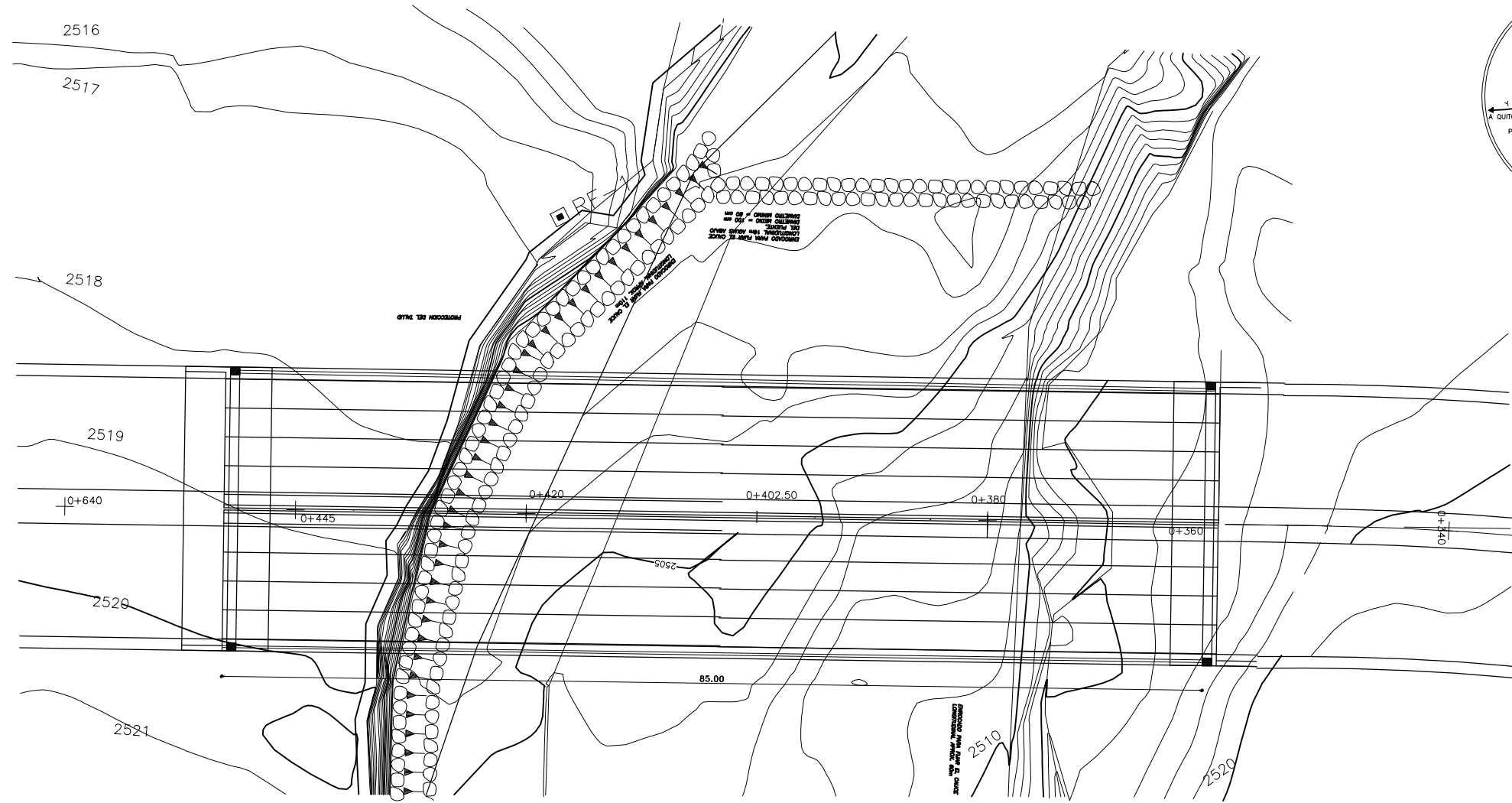
MATERIAL FILTRANTE = 11.00 m³
TUBO PVC #100mm L=0.8,1.2,1.5,1.8 m = 43.20 m
VOLUMEN DE HORMIGON f'c=280 Kg/cm² = 333.12 m³
HORMIGON f'c=180 Kg/cm² (REFRANTILLAS) = 9.80 m³
Wotot (kg) = 29796.90

ESPECIFICACIONES TECNICAS												
● HORMIGON SIMPLE f'c=240 Kg/cm ² . VER ESPECIFICACIONES TECNICAS COMPLETAS PARA EL HORMIGON EN LA MEMORIA DE CALCULO.												
● ACERO ESTRUCTURAL fy=4200 Kg/cm ² EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA Y CORRUGADA.												
● PARA EL DISEÑO SE HA EMPLEADO LA ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD												

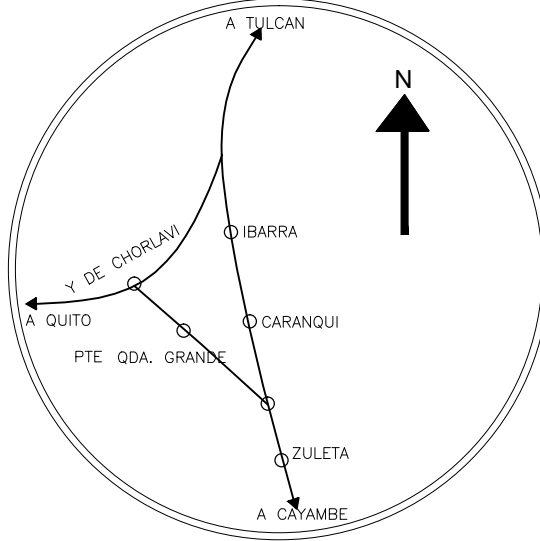
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR												
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA												
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL												

PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL												
ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE HORMIGON PRETENSADO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO												

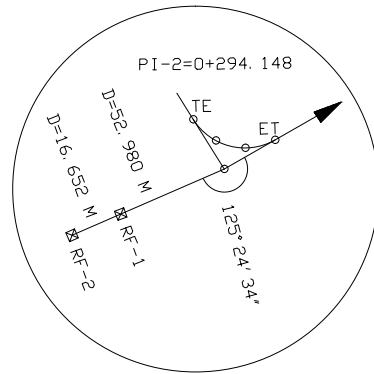
PROYECTO: PUENTE QDA GRANDE PUENTE L=85m IBARRA-IMBABURA	LAMINA: 7 de 7 INDICADAS
CONTIENE: ARMADO, ZAPATA Y PLANILLA DE MURO DE ALA DETALLES, CORTES, VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	FECHA: DISEÑO: APROBADO: DIRECTOR:



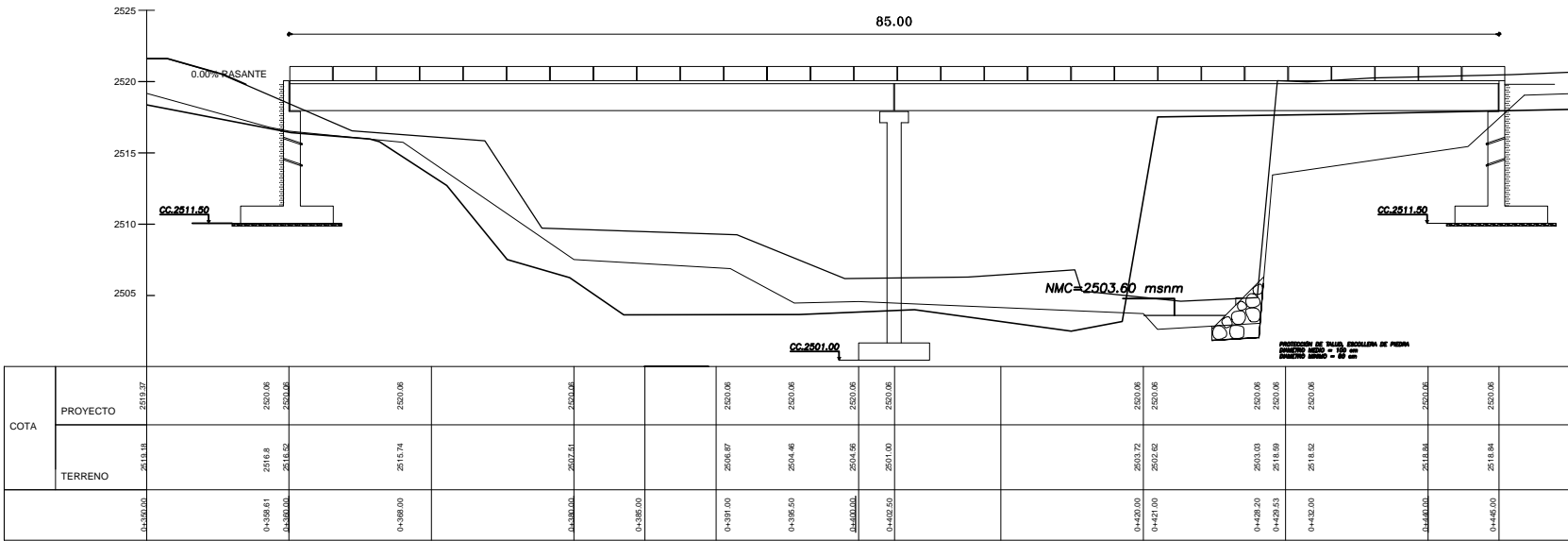
PLANTA
ESCALA 1:100



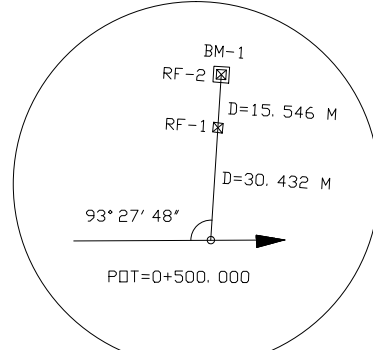
UBICACION S/E



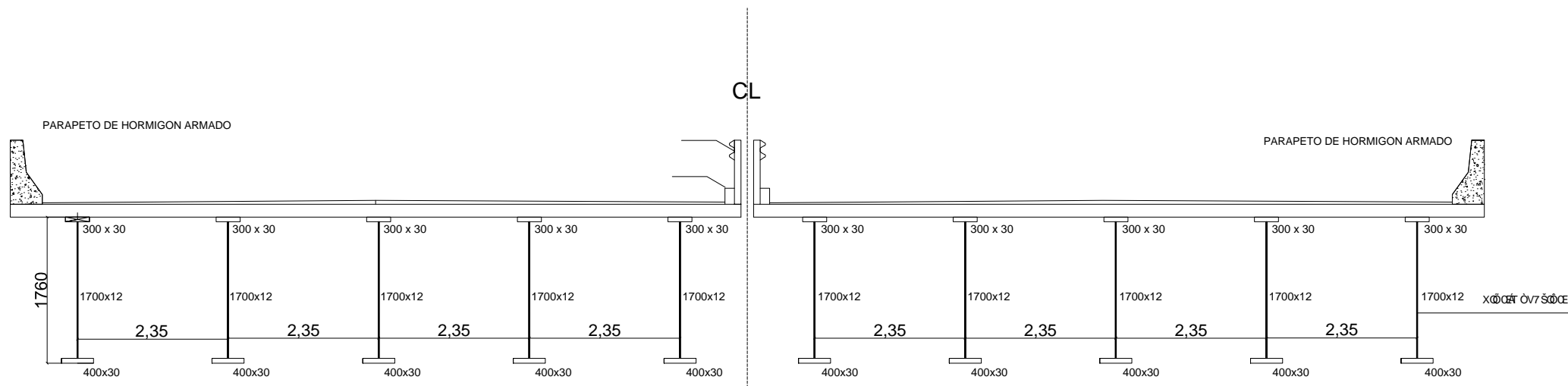
REF.-PI-1=0+091.948



ELEVACION
ESCALA 1:100



REF.-POT=0+500.000
BM-1=2524.900 M.



ESPECIFICACIONES GENERALES

- NORMAS DE DISEÑO AASHTO 2007
- SOBRECARGA: H= 93
- HORMIGON :
a.- CLASE "B" EN SUPERESTRUCTURA f'c= 280 Kg/cm2. Y ESTRIBO
b.- HORMIGON CICLOPEO f'c=180 kg/cm2
- ACERO DE REFUERZO EN BARRAS : SERA CORRUGADO DE DUREZA NATURAL fy= 4200 Kg/cm2
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO SUPERESTRUCTURA = 0.050 ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR
INFRAESTRUCTURA = CEMENTOS 0.10
INFRAESTRUCTURA = SOBRECIMENTOS 0.050
- EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERAN DE 40 DIAMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
- EL RELLENO: ATRAS DEL ESTRIBO SE REALIZARA EN CAPAS HORIZONTALES DE 30 cm. DE ESPESOR BIEN COMPACTADAS.
USANDO MATERIALES PERMEABLES COMO: ARENA, GRAVA, CANTOS O PIEDRA (MATERIAL SUBBASE CLASE II).
- EL TERRENO: BAJO LA CIMENTACION DEBE SER LIMPIO, DURO Y ASPERO.
- DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
- CHAPLANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRAN UN CHAPLAN DE 0.02 m
- CAPA DE RODADURA: CARPETA DE HORMIGON ASFALTICO MEZCLADO EN PLANTA e = 5 cm.
- PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 % A CADA LADO
- ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A-588, LIMITE DE FLUENCIA fy= 3500 Kg/cm2. PARA PLACAS.
- DEBERA COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO A-588, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACION.
- SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.
- NORMAS PARA SOLDADURA: AIS
- SE PINTARA EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.
- NO FUNDIR EXTREMOS DEL TABLERO Y PANTALLA SUPERIOR DE ESTRIBOS SIN COLOCAR LAS JUNTAS DE DILATACION.
- APOYOS DE NEOPRENO TIPO STUP DUREZA 60' SHORE 450 x 450 x 68 mm
- SE PINTARA LA JUNTA DE DILATACION EN LAS ACERAS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON EL HORMIGON.
- SE RECOMIENDA CONSTRUIR LA INFRAESTRUCTURA DE LA OBRA DE ARTE MAYOR PROPUESTA EN LA EPOCA DE MENORES PRECIPITACIONES PLUVIALES.
- EL VOLUMEN DE GAVIONES SE DETERMINARA EN OBRA
- EL MATERIAL DE RELLENO TRAS LOS ESTRIBOS DEBEN TENER UN PESO ESPECIFICO DE $\sigma=1.70 \text{ T/m}^3$ (SUB BASE CLASE 3)

PROCESO CONSTRUCTIVO

- LAS ACTIVIDADES DEL PROCESO DE CONSTRUCCION SEGUIRAN EN EL SIGUIENTE ORDEN:
- LOCALIZACION Y REPLANTO DEL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE
 - ADQUISICION DEL ACERO ESTRUCTURAL PARA LA FABRICACION DE VIGAS
 - INICIO DE FABRICACION DE VIGAS EN TALLER
 - EXCAVACION DEL TERRENO HASTA LLEGAR A LAS COTAS DE CIMENTACION, TENIENDO CUIDADO DE NO ALTERAR EL SUELO BAJO EL NIVEL DE CIMENTACION
 - ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DE ESTRIBOS, PREVIA FUNDICION DE REPLANTILLO
 - RELLENO COMPACTADO TRAS DEL ESTRIBO, HASTA UNA ALTURA QUE NO SUPERE EL NIVEL NATURAL DEL TERRENO
 - TRANSPORTE DE LOS DIFERENTES TRAMOS DE VIGAS DESDE EL TALLER AL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE
 - ENSAMBLAJE DE LOS TRAMOS DE VIGAS, EN UNA DE LAS MARGENES, COLOCACION DE OBRAS FALSAS EN EL CAUCE DE SER NECESARIO
 - LANZAMIENTO DE LAS VIGAS HASTA QUE SE APOYEN EN LOS ESTRIBOS
 - DESCENSO Y MOVIMIENTO DE LAS VIGAS HASTA SU UBICACION DEFINITIVA SOBRE SUS RESPECTIVOS APARATOS DE APOYO
 - ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DEL TABLERO DEL PUENTE
 - RELLENO COMPACTADO TRAS LOS ESTRIBOS, HASTA ALCANZAR EL NIVEL DE RASANTE
 - ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DE PROTECCIONES LATERALES Y COLOCACION DE CAPA DE RODADURA DE HORMIGON DE CEMENTO
 - OBRAS DE LIMPIEZA Y RECONFORMACION DEL CAUCE (REACOMODO DEL MATERIAL GRANULAS HACIA LAS MARGENES)
 - LIMPIEZA Y RECONFORMACION DEL CAUCE
 - PUENTE EN SERVICIO.

FUENTE DE MATERIALES	DATOS HIDRAULICOS
MINA: QUEBRADA "EL LAUREL" DISTANCIA: 6.90 km MATERIAL TODO USO	Qmax= 226.80 m ³ /s V= 8.20 m/s AREA HIDRAULICA=27.50 m ² AREA CUENCA= 3.50 km ² COTA MAX CRECIENTE= 2503.60 msnm

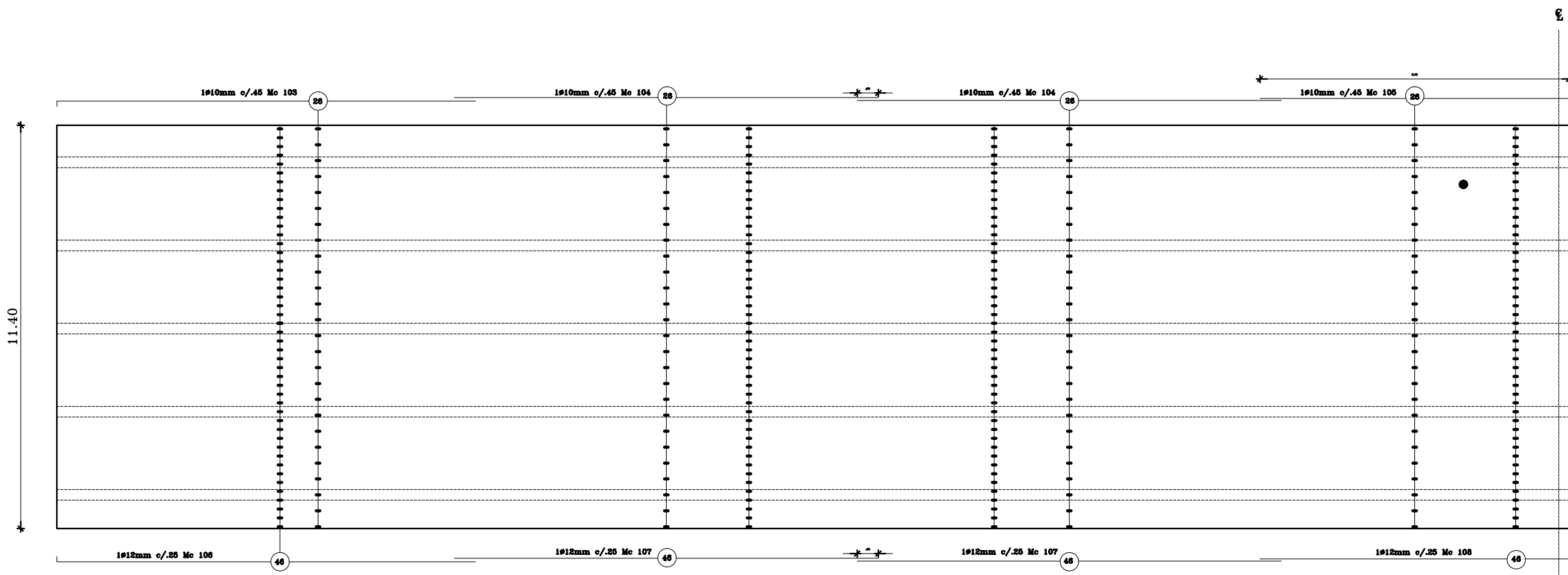
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACION PARA
LA OBTENCION DEL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

ALTERNATIVA 2.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE ACERO
SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO

PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE PUENTE L=85m IBARRA-MBABURA	LAMINA: 1 de 8 ESCALAS: INDICADAS FECHA: DIBUJO:
CONTIENE: PLANTA ELEVACION	

CALCULO:	REVISO:	APROBO:	DIRECTOR:
----------	---------	---------	-----------



Technical drawing of a reinforced concrete slab cross-section. The drawing shows a vertical section of a slab with a total height of 1.00m. The slab is supported by a wall on the left and a column on the right. The reinforcement consists of 10 bars of diameter 12mm (10#12) spaced at 200mm, and 8 bars of diameter 10mm (8#10) spaced at 150mm. The drawing includes dimensions for the slab height (1.00m), the width of the slab (20.05m), and the width of the column (2.05m).

1.00

.20

TUBO PVC $\phi 100\text{mm}$.
L=55cm. c/2 m.

DRENES

ESC. 1:50

TIPOS DE HIERROS:

The diagram illustrates various types of iron (hierros) used in masonry, labeled with letters a, b, c, d, and circled letters I, C, U, L, V, G.

- Top Row:**
 - I:** A horizontal bar with a circle at each end, labeled 'a' above the left circle.
 - C:** A U-shaped bar with a circle at each end, labeled 'a' above the left circle and 'b' to the right of the right circle.
 - V:** A V-shaped bar with a circle at each end, labeled 'a' above the left circle and 'a' to the right of the right circle.
- Bottom Row:**
 - U:** A U-shaped bar with a circle at each end, labeled 'a' above the left circle and 'a' to the right of the right circle.
 - L:** A horizontal bar with a circle at each end, labeled 'a' above the left circle and 'a' to the right of the right circle.
 - G:** A G-shaped bar with a circle at each end, labeled 'a' above the left circle and 'a' to the right of the right circle.

CANTIDAD DE MATERIALES		
ELEMENTO	f'c Kg/cm2	VOLUMEN m3
TABLERO	240	387.60
TOTAL =		387.60
PROTECCIONES		54.40
TOTAL =	240	442.00

CAPA DE RODADURA = 90.25 m3
 VOLUMEN DE HORMIGON f'c=240 Kg/cm2 = 829.6 m3
 TUBOS DE DRENAJE PVC Ø100mm L=55cm = 93.50 m
 Wotal (Kg) = 36591.44

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- HORMIGON SIMPLE $f'c=240 \text{ Kg/cm}^2$. VER ESPECIFICACIONES TECNICAS COMPLETAS PARA EL HORMIGON EN LA MEMORIA DE CALCULO.
- ACERO ESTRUCTURAL. $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA Y CORRUGADA.
- PARA EL DISEÑO SE HA EMPLEADO LA CARGA HL -93 ($P=7.4t/\text{ruedo}$).

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA

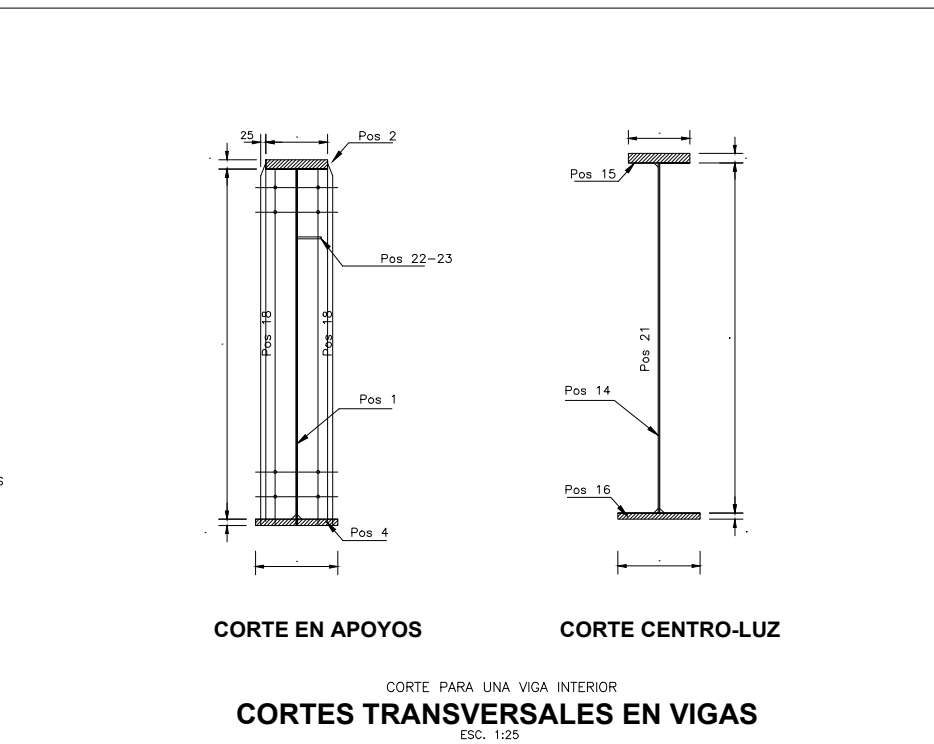
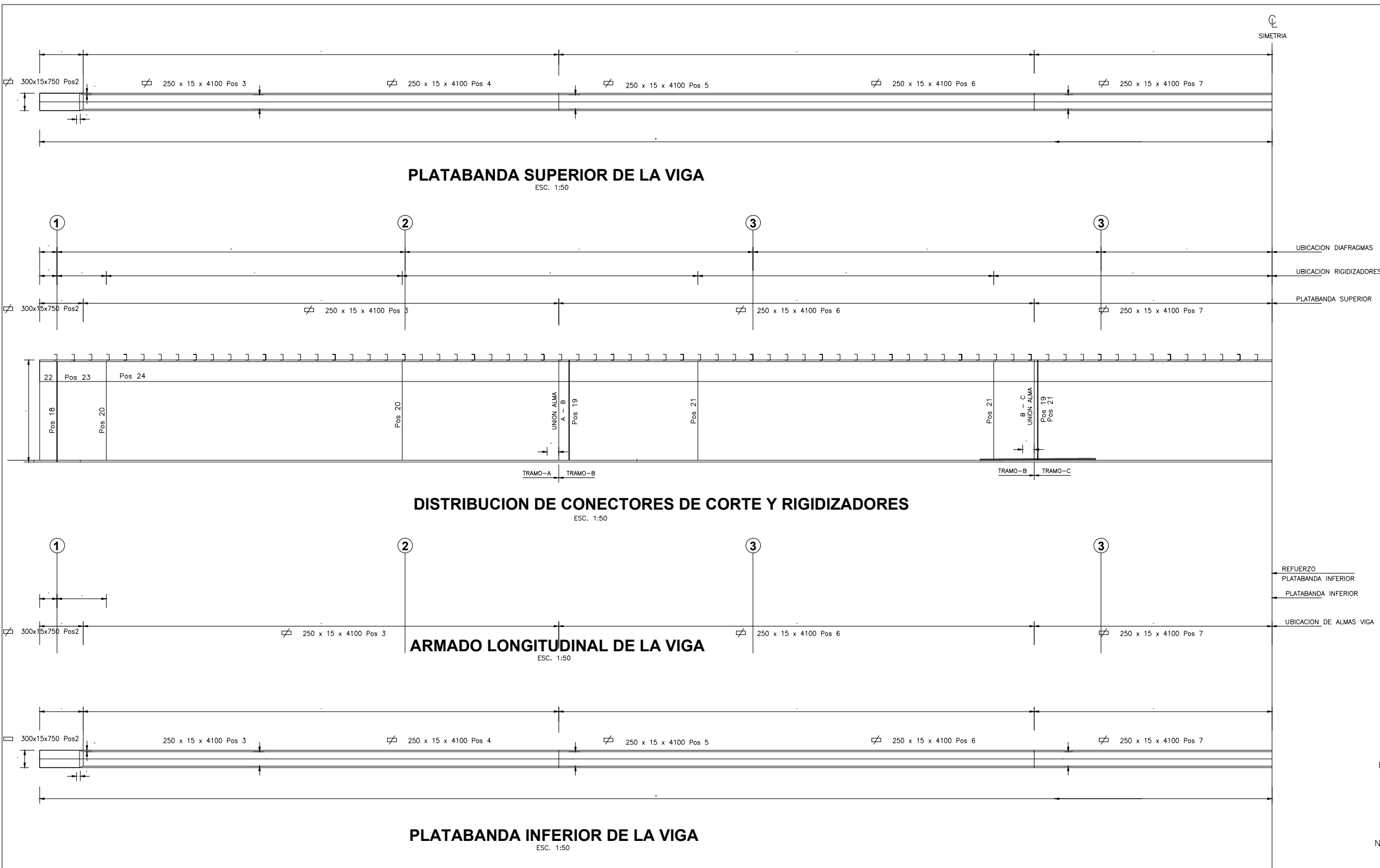
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL
TITULO DE INGENIERO CIVIL

ALTERNATIVA 2.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE ACERO
SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO

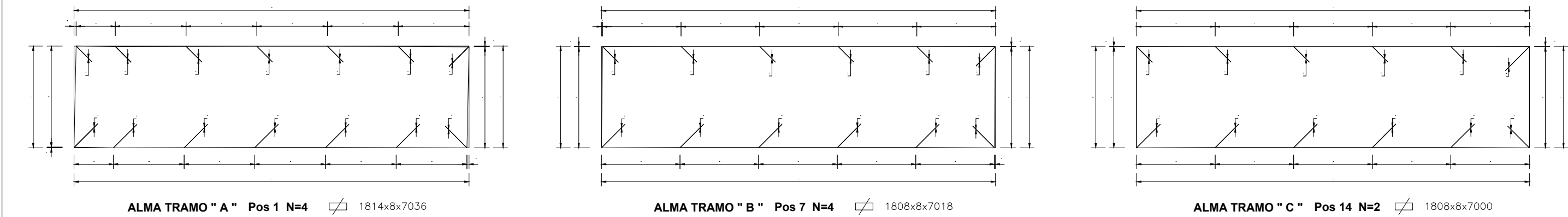
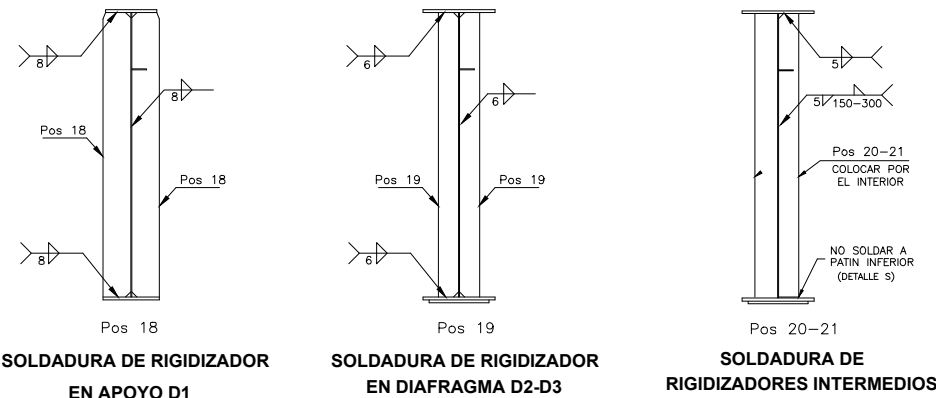
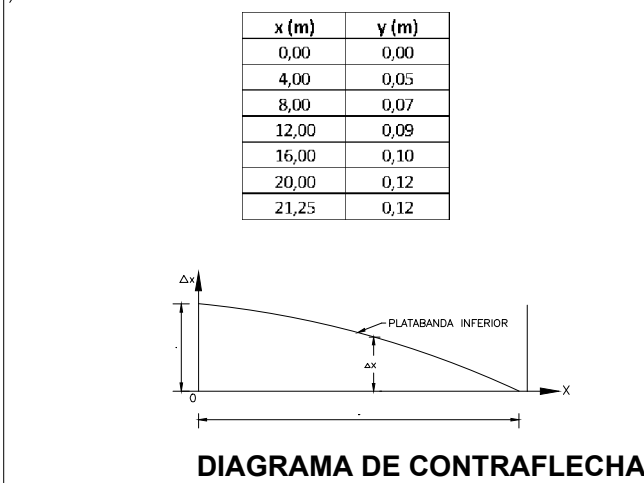
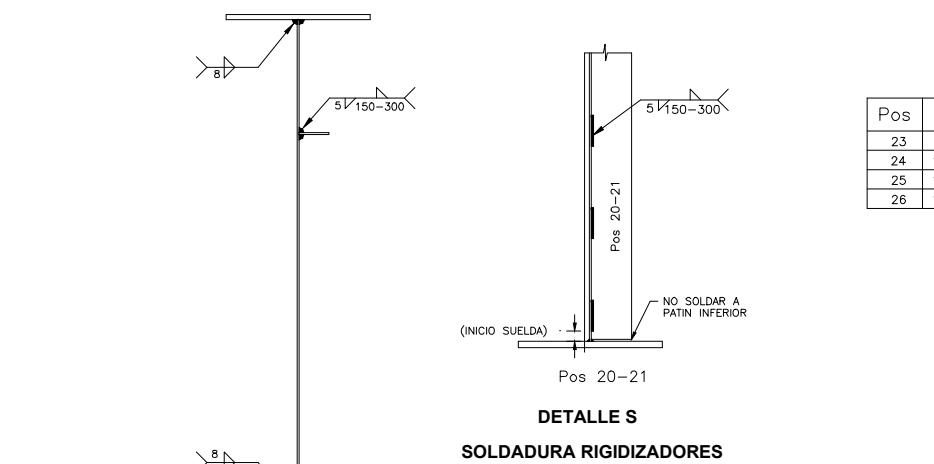
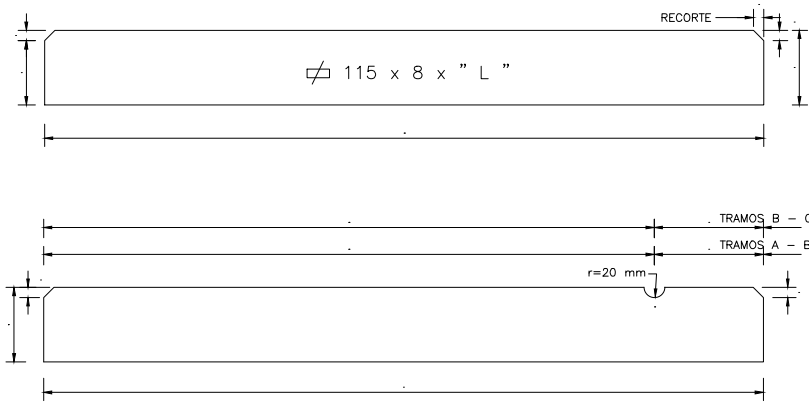
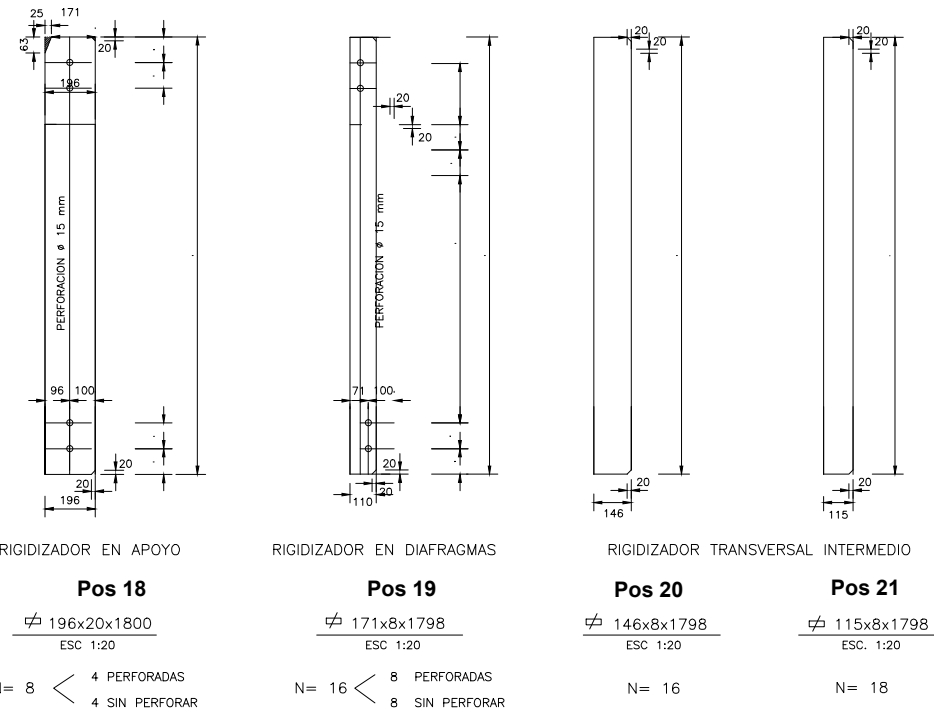
PROYECTO: PUNTE QBDA GRANDE PUNTE L=85m IBARRA-IMBABURA	LAMINA: 2 de 8	
	ESCALA: INDICADAS	
CONTIENE: ARMADO TABLERO DETALLES DE PARAPETO Y VALLA VEHICULAR VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	FECHA:	
	DEBIDO:	

CALCULA:	REVISO:	APROBO:	DIRECTOR:



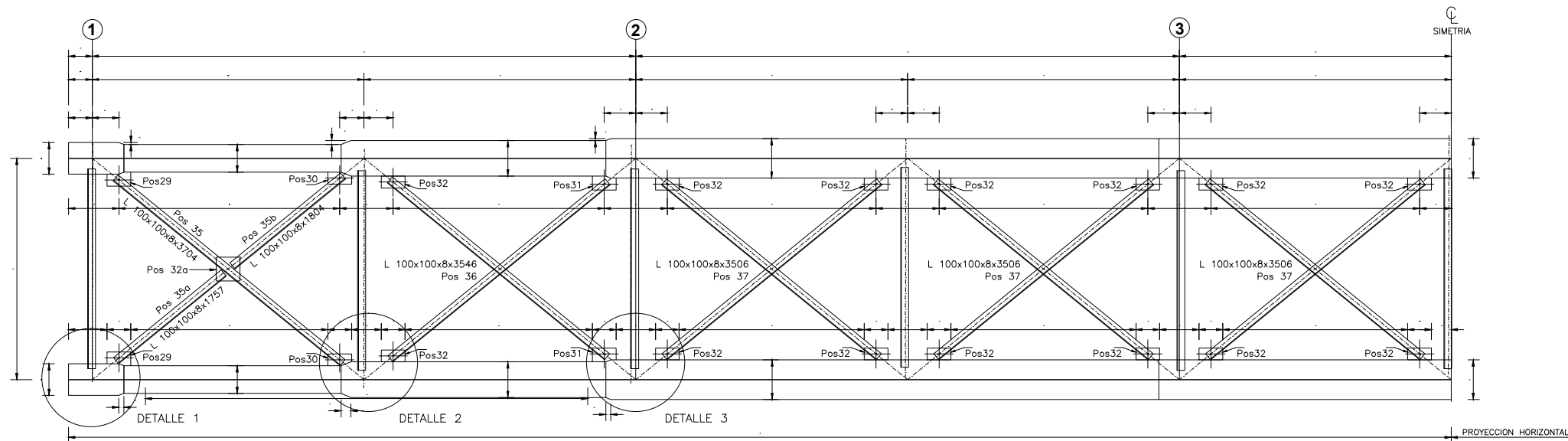
1	1814	x	8	7,086	4	3 205,1	
2	350	x	16	7,000	4	123,1	
3	300	x	16	8,101	4	219,5	
4	400	x	20	7,000	4	175,8	
5	350	x	20	2,751	4	604,7	
6	450	x	20	3,350	4	345,7	
7	1808	x	8	7,018	4	3 167,4	
8	350	x	16	4,800	4	944,0	
9	400	x	16	2,200	4	442,1	
10	500	x	20	7,000	4	2 188,0	
11	200	x	16	3,200	4	321,5	
12	300	x	16	2,500	4	378,8	
13	350	x	16	2,000	4	351,7	
14	1808	x	8	7,000	2	1 589,6	
15	400	x	16	7,400	2	743,6	
16	500	x	20	7,400	2	1 161,8	
17	400	x	16	5,400	2	542,6	
18	196	x	20	1,800	8	443,1	
19	171	x	8	1,788	16	303,9	
20	146	x	8	1,798	16	263,8	
21	115	x	8	1,798	16	233,7	
22	115	x	8	2,89	4	8,3	
23	115	x	8	734	4	21,2	
24	115	x	8	1,190	4	34,4	
25	115	x	8	1,480	4	42,8	
26	115	x	8	1,710	32	395,2	
27	120	x	20	120	6	13,6	
28	120	x	8	120	12	10,9	
29	175	x	8	300	4	13,2	
30	150	x	8	300	4	11,3	
31	175	x	8	300	4	13,2	
32	150	x	8	300	28	79,1	
32a	300	x	8	300	2	11,3	
33	L	75	x	8	2,892	24	593,4
34	L	75	x	8	3,046	12	330,1
35	L	100	x	8	3,704	2	90,4
35a	L	100	x	8	1,757	2	42,9
35b	L	100	x	8	1,804	2	44,0
36	L	100	x	8	3,546	4	173,0
37	L	100	x	8	3,506	12	513,3
38	UPN	100	x	150	194	303,5	10,60 Kg/ml
PESO TOTAL						21 724,5	Kg

RESUMEN DE ACERO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE		
ACERO ASTM A 36	PARA PERFILES Y ARRIOSTRAMIENTOS	2 085,5 kg
ACERO ASTM A 588	PARA PLANCHAS	19 639,0 kg
PESO TOTAL DEL PUENTE		21 724,5 kg



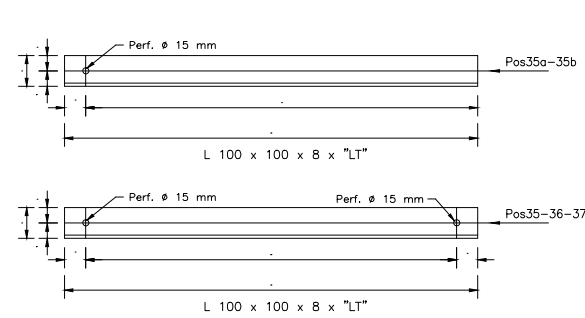
TRAZADO Y RECORTE DE ALMAS DE LAS VIGAS
ESC. 1:50

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL	
PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE PUENTE L=85m IBARRA-IMBABURA	LAMINA: 3 de 8 ESCALAS: INDICADAS
CONTIENE: -GEOMETRIA Y ARMADO DE VIGAS METALICAS -DETALLES	FECHA: DIBUJO:
REVISO:	APROBO:
DIRECTOR:	

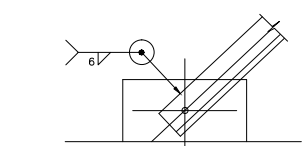


ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL INFERIOR

ESC. 1:50



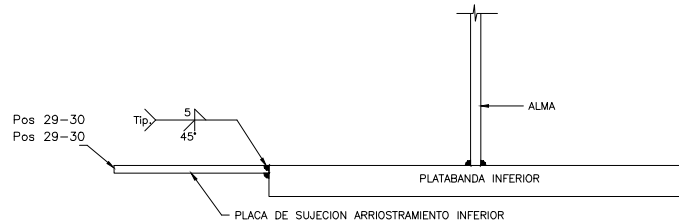
ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL				
Pos	Lp	Lt	No	OBSERVACIONES
35	3604	3704	2	L 100x100x8
35a	1707	1757	2	L 100x100x8
35b	1754	1804	2	L 100x100x8
36	3446	3546	4	L 100x100x8
37	3406	3506	12	L 100x100x8



SOLDADURA
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

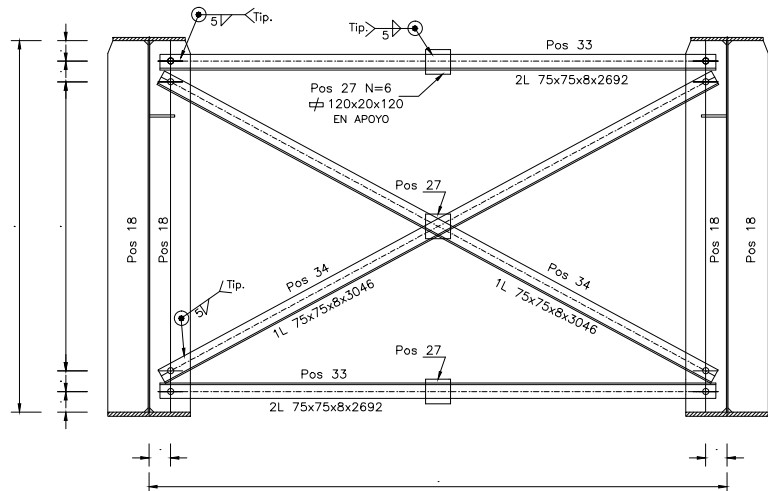


SOLDADURA
REFUERZO-PATIN



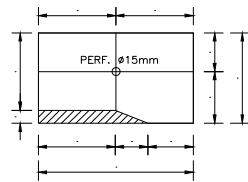
SOLDADURA DE LA PLACA DE SUJECION

ESC. 1:10



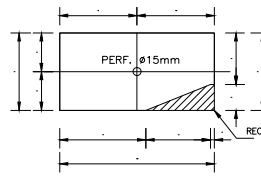
CORTE DIAFRAGMA VERTICAL DE APOYO
EN LOS PUNTOS: 1

ESC. 1:25



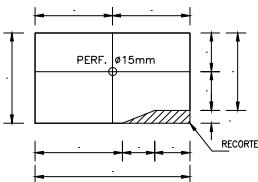
Pos 29 N=4

ESC. 1:10



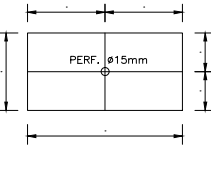
Pos 30 N=4

ESC. 1:10



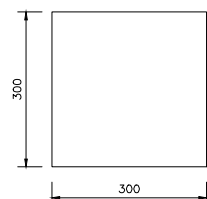
Pos 31 N=4

ESC. 1:10



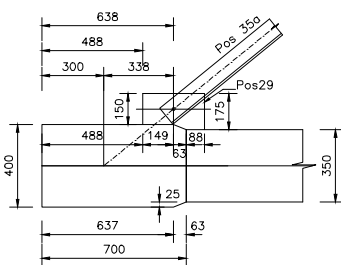
Pos 32 N=28

ESC. 1:10



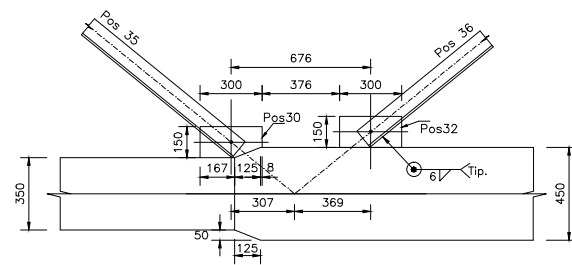
Pos 32a N=2

ESC. 1:10



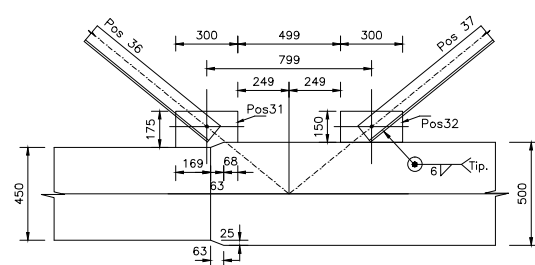
DETALLE 1

ESC. 1:25



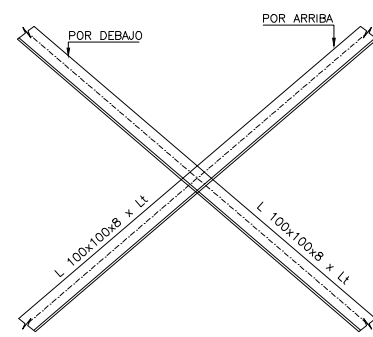
DETALLE 2

ESC. 1:25



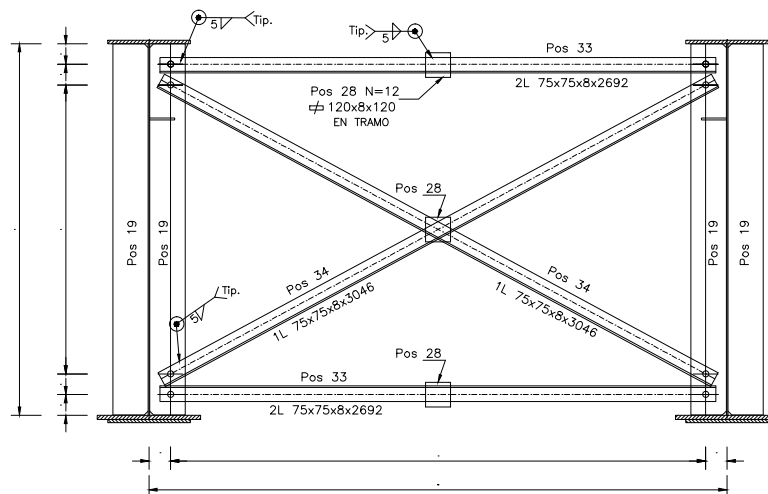
DETALLE 3

ESC. 1:25



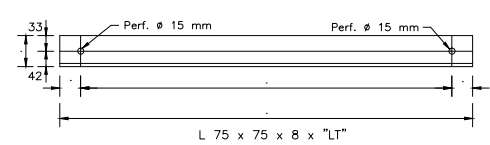
DETALLE CRUCE

ESC. 1:25



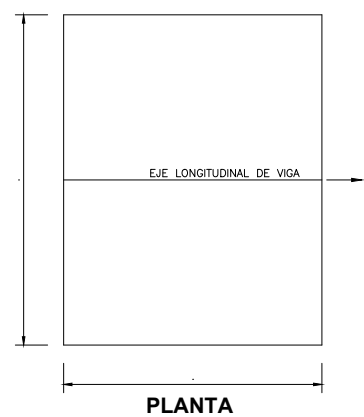
CORTE DIAFRAGMA VERTICAL DE TRAMO
EN LOS PUNTOS: 2-3

ESC. 1:25

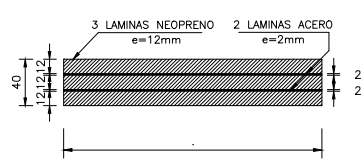


ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL (DIAFRAGMAS)

Pos	Lp	Lt	No	OBSERVACIONES
33	2592	2692	24	L 75x75x8
34	2946	3046	12	L 75x75x8



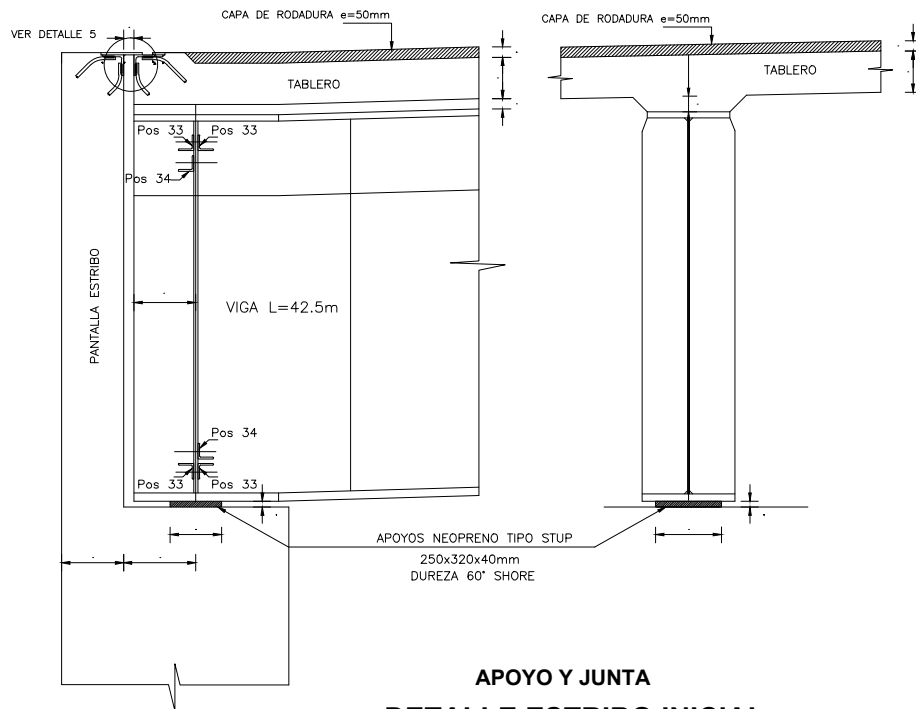
PLANTA



ELEVACION

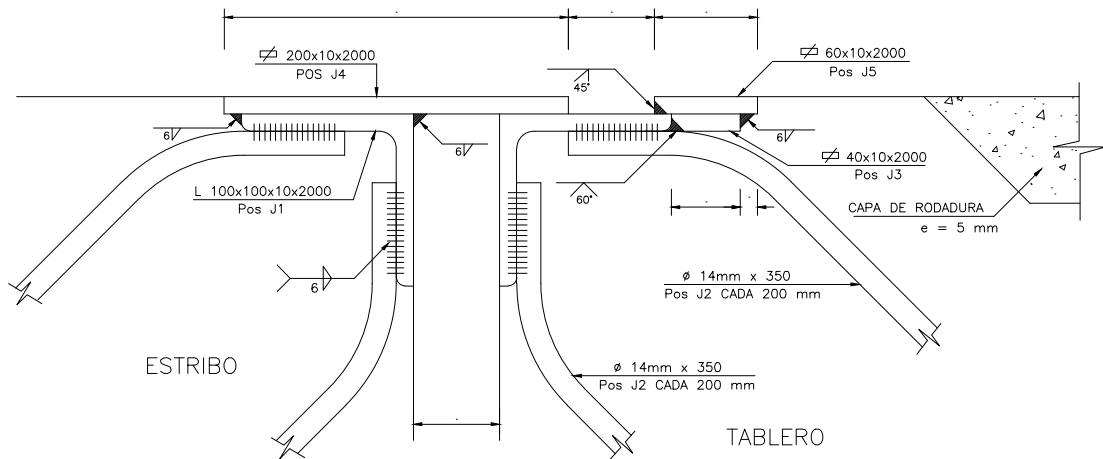
DETALLE: APOYO TIPO STUP

ESC. 1:5



APOYO Y JUNTA
DETALLE ESTRIBO INICIAL

ESC. 1:25



DETALLE 5

ESC. 1:3

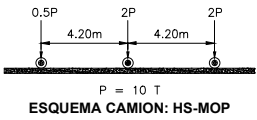
RESUMEN MATERIALES UNA JUNTA						
POSICION	DESCRIPCION			No.	PESO Kg	OBSERVACIONES
	a	e	L			
J1	L 100	10	2000	4	120.80	P= 15.1 kg/m
J2	ø 14		350	88	37.21	P= 1.208 kg/m
J3	ø 40	10	2000	2	12.56	
J4	ø 200	10	2000	2	62.80	
J5	ø 60	10	2000	2	18.84	
PESO TOTAL					252.21	kg
LONGITUD DE UNA JUNTA					4.00	m
PESO/mi DE JUNTA					63.05	kg/m

LISTA DE MATERIALES

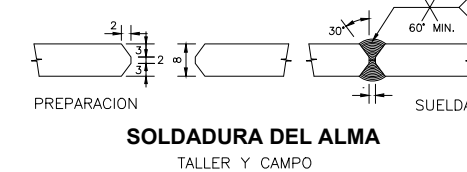
Pos	DIMENSIONES (mm)		CANTIDAD	PESO kg	OBSERVACIONES
	P E R F I L	LONGITUD			

ESPECIFICACIONES Y NOTAS GENERALES:

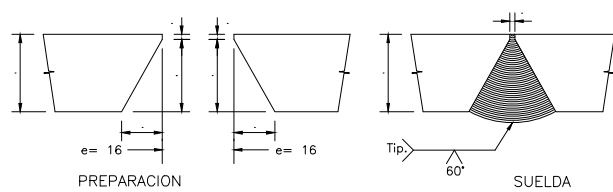
- NORMAS DE DISEÑO: ASTHO 2002
- SOBRECARGA: HS MOP O CARGA EQUIVALENTE MAYORADA 25%
- ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A-36, LIMITE DE FLUENCIA $f_y = 2520$ kg/cm² PARA PERFILES Y CONECTORES.
- ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A-588, LIMITE DE FLUENCIA $f_y = 3500$ kg/cm² PARA PLANCHAS.
- SOLDADURA: ELECTRODOS E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO
- NORMAS PARA SOLDADURA: AWS
- SE USARA PERNOS DE MONTAJE, SOLO PARA POSICIONAR LOS ARRIOSTRAMIENTOS, $\phi = 12$ mm PREVIA A SU SOLDADURA.
- TODAS LAS PERFORACIONES PARA LOS PERNOS DE MONTAJE SERAN $\phi = 15$ mm.
- SE DARA UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y CORRECCIONES EN CAMPO
- DEBERA COMPROBARSE LA CALIDAD DE ACERO ESTRUCTURAL, CON CERTIFICADOS DE IMPORTANCION Y MEDIANTE ENSAYOS DE RESISTENCIA Y DE COMPOSICION QUIMICA.
- SE DARA DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN EL CAMPO
- LAS PROTECCIONES SE HARA UNA VEZ QUE EL TABLERO ALCANCE LA RESISTENCIA ESPECIFICADA.
- PODRA CAMBIARSE EL ELECTRODO, SIEMPRE QUE SE MANTENGA LA RESISTENCIA Y LA COMPOSICION QUIMICA IGUAL AL ESPECIFICADO.
- PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO $p_t=1\%$ A CADA LADO DEL EJE DE LA VIA.
- LAS DIMENSIONES ESTAN EN mm. SI NO SE INDICA OTRA UNIDAD.



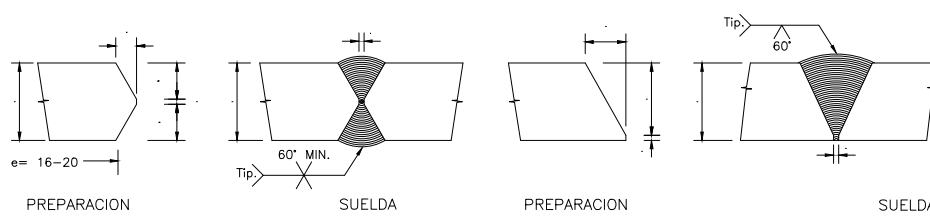
ESQUEMA CAMION: HS-MOP



SOLDADURA DEL ALMA
TALLER Y CAMPO



TALLER Y CAMPO
SOLDADURA DEL REFUERZO DE PLATABANDA INFERIOR



TALLER
SOLDADURA PLATABANDAS INFERIOR Y SUPERIOR

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACION PARA
LA OBTENCION DEL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PROYECTO:
PUENTE QBDA GRANDE
PUENTE L=85m IBARRA-IMBURA

LAMINA:
4 de 8
ESCALAS:
INDICADAS

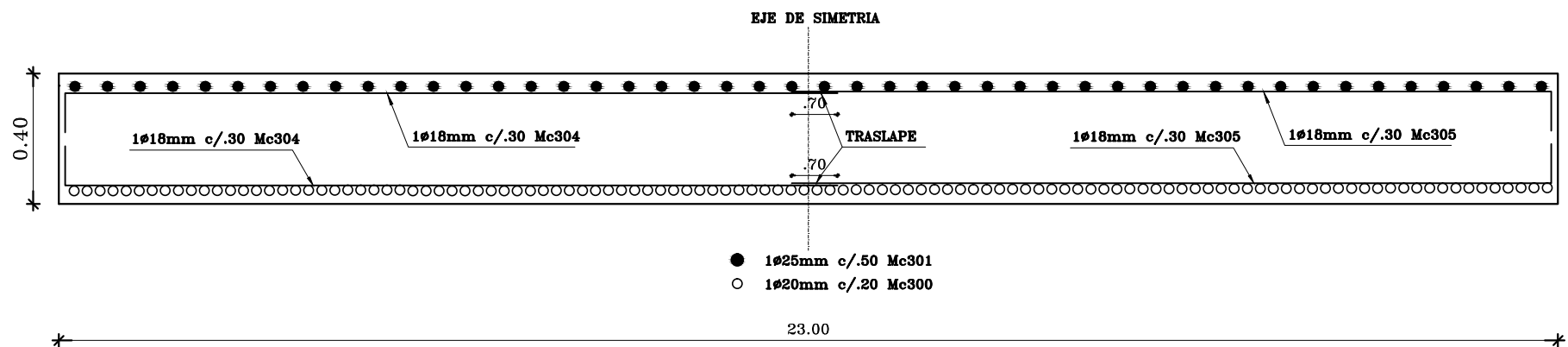
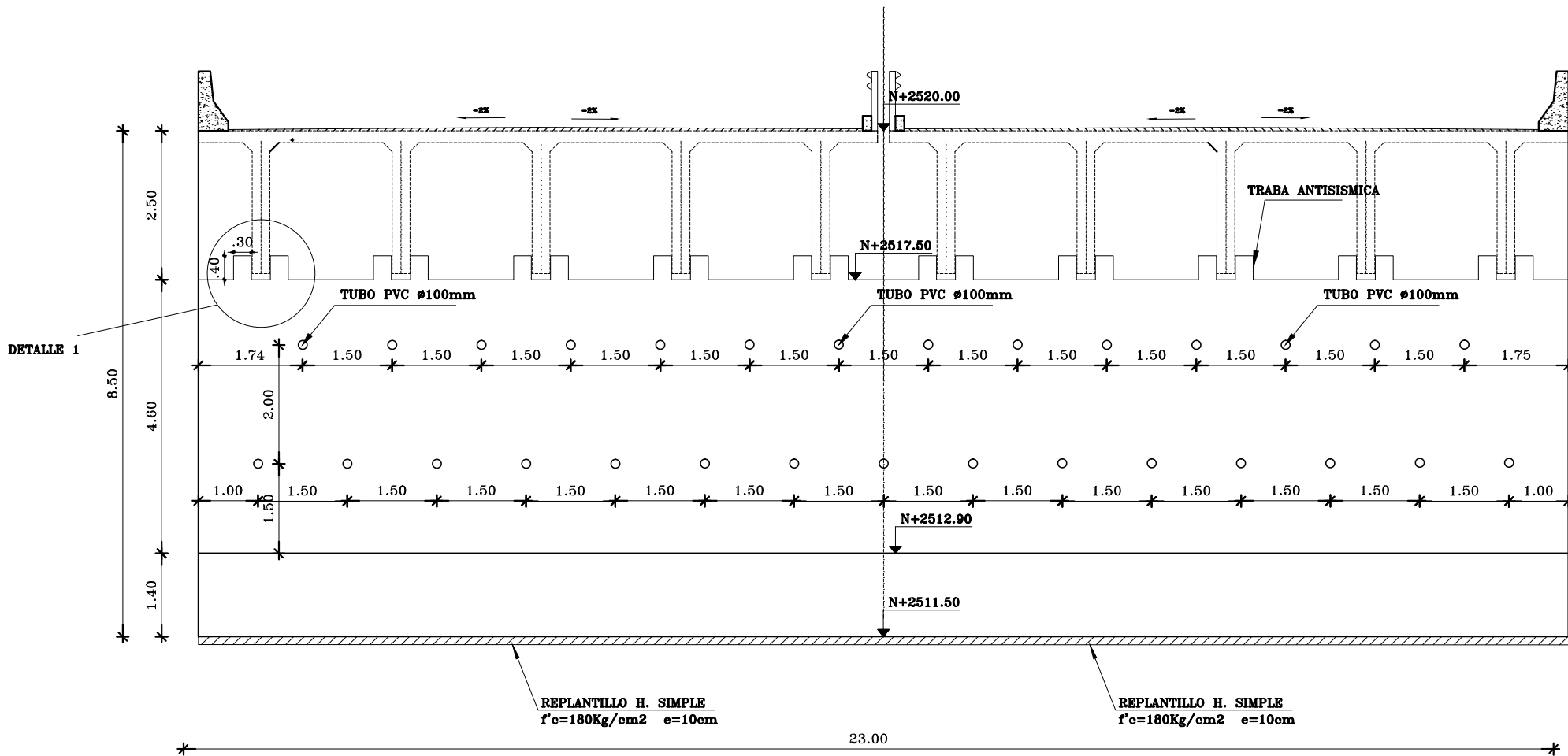
CONTIENE:
-ARRIOSTRAMIENTOS Y DIAFRAGMAS
-DETALLES

FECHA:
DIBUJO:

REVISO:

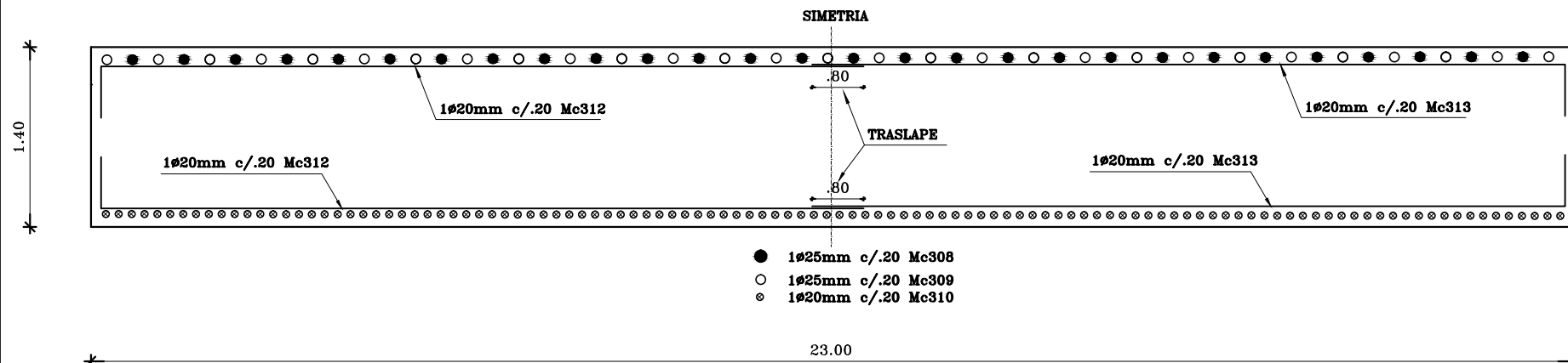
APROBO:

DIRECTOR:



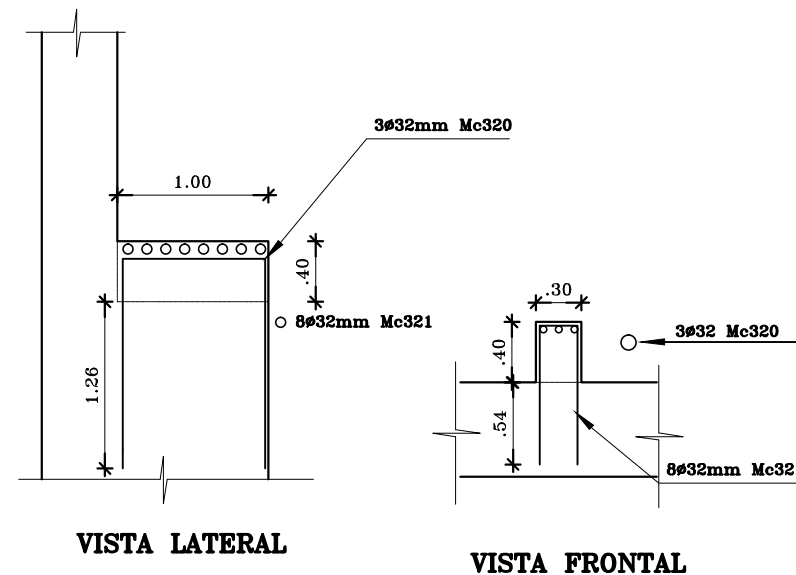
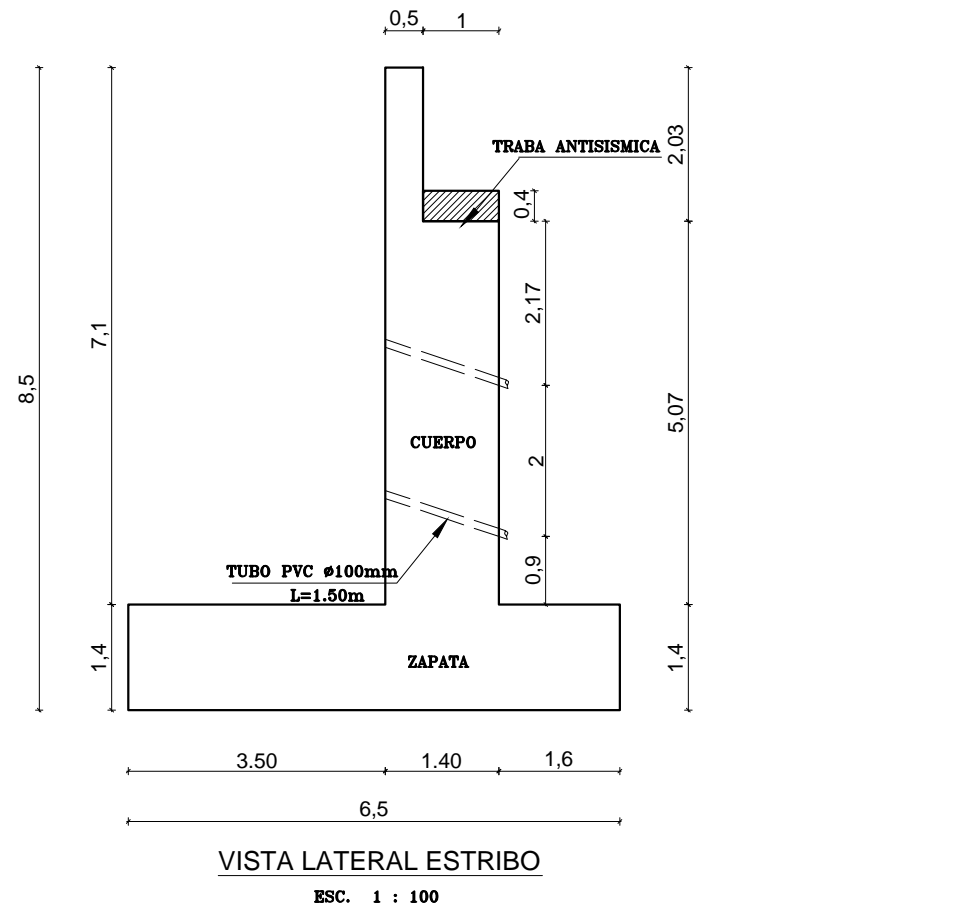
COTE 1-1

ESC. HOR. 1 : 100
ESC. VER. 1 : 25



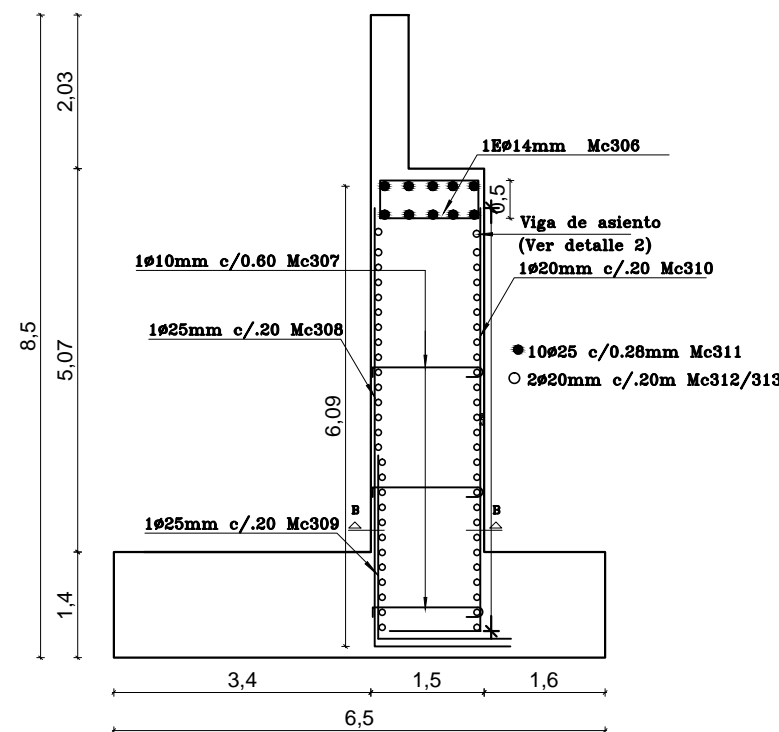
CORTE 2-2

ESC. HOR. 1 : 100
ESC. VER. 1 : 50



DETALLE 1 - TRABAS ANTISISMICAS

ESC. 1 : 10



ARMADO DEL CUERPO ESTRIBO

ESC. 1 : 100

PLANILLA DE HIERROS													
MARCA	DIAMETRO ø mm	TIPO	Nº	DIMENSIONES					LONGITUD CORTE m	LONGITUD TOTAL m	PESO kg/m	OBSERVACIONES	
				a	b	c	d	e					
ESTRIBO													
800	20	L	280	2.0	0.15				0.95	201.60	2.470	1755.71	
801	25	L	92	2.90	0.15				0.95	259.60	3.820	2871.69	
802	10	J	312	0.95	0.40				0.85	5.95	107.20	5.085	
803	10	O	280	0.95	0.40				1.70	851.00	0.635	743.95	
804	18	L	96	1.05	0.15				12.00	452.00	2.900	864.00	
805	18	L	96	1.05	0.15				11.80	424.80	2.900	849.60	
806	14	O	460	1.90	0.90				0.60	1054.00	1.210	2063.78	
807	10	J	258	0.75	0.14				0.85	1.68	391.05	0.635	
808	25	L	280	2.95	0.150				0.95	2183.00	3.820	3514.91	
809	25	L	280	4.90	1.75				0.95	1968.50	3.820	3277.47	
810	20	L	270	2.75	0.20				0.85	1864.50	2.470	485.28	
811	25	L	430	12.00					12.00	56.90	3.820	214.59	
812	20	L	324	11.00	0.15				12.00	1468.00	2.470	3075.36	
813	20	L	324	11.70	0.15				11.95	1469.00	2.470	3028.52	
814	25	C	460	6.90	0.20				0.95	2374.00	3.820	12124.96	
815	16	C	96	11.00	0.20				12.00	1073.00	2.900	2147.20	
816	16	C	96	11.00	0.20				12.20	1073.00	2.900	2147.20	
TRABAS ANTISISMICAS													
820	32	C	320	0.95	1.25					3.47	416.40	6.310	2627.48
821	32	C	320	0.25	0.95					2.99	509.60	6.310	4520.15

TIPOS DE HIERROS:												
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
I	C	Z	C'	V	G	U	J	L				

RESUMEN DE MATERIALES												
ø mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32		
L (m)	0.00	970.15	0.00	1656.00		3024.00	5525.40	0.00	7032.50	0.00		
Peso (kg)	0.00	596.00	0.00	2003.76	0.00	6006.00	13914.74	0.00	29866.19	0.00		
Estridos Wot (kg) = 49358.63												
ø mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32		
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
Trabas Antisismicas Wot (kg) = 6847.6												

CANTIDAD DE MATERIALES			
ELEMENTO	f'c kg/cm2	VOLUMEN m3	
ESTRIBOS		342.24	
ZAPATA	280	418.80	
TOTAL		760.84	

MATERIAL FILTRANTE	= 11.00 m3
TUBO PVC ø100mm; L=1.50m	= 45.00 m
VOLUMEN DE HORMIGON f'c=280 Kg/cm2 = 760.84 m3	
HORMIGON f'c=180 Kg/cm2 (REPLANTILLO) = 29.90 m3	
Wtotal (kg) = 56216.23	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

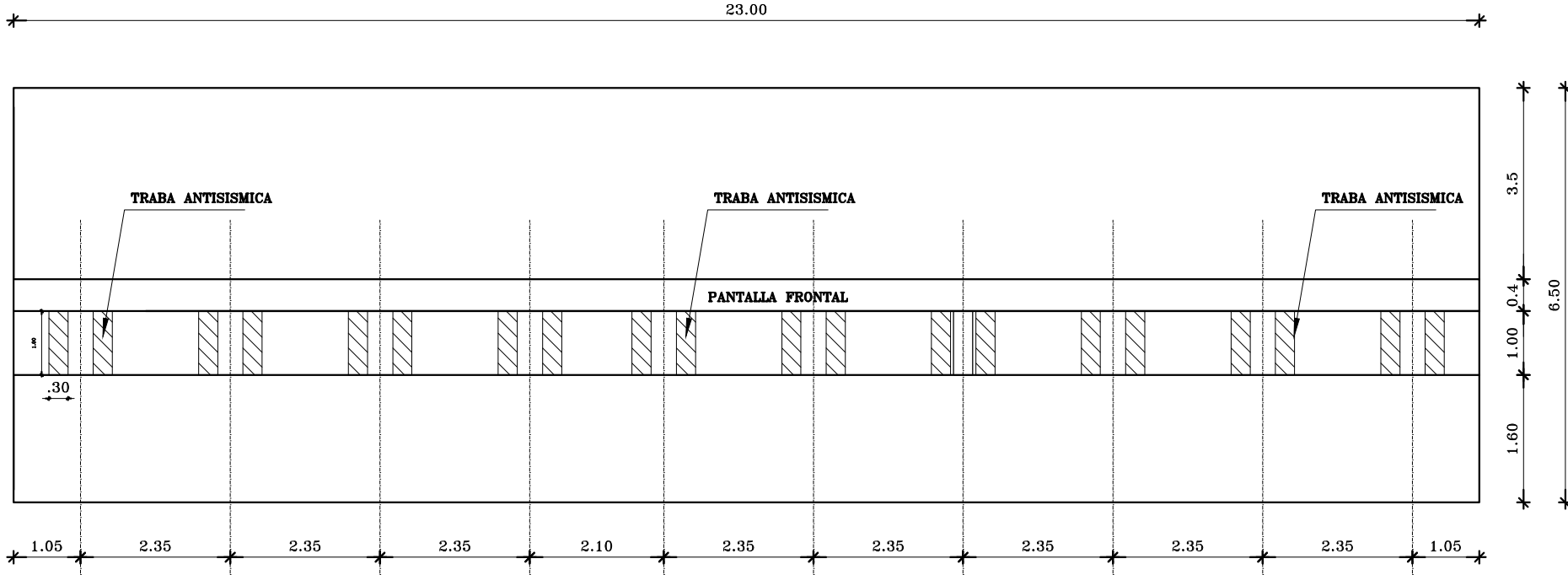
- HORMIGON SIMPLE f'c=240 Kg/cm² VER ESPECIFICACIONES TECNICAS COMPLETAS PARA EL HORMIGON EN LA MEMORIA DE CALCULO.
- ACERO ESTRUCTURAL fy=4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILMETRADA Y CORRUGADA.
-

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL

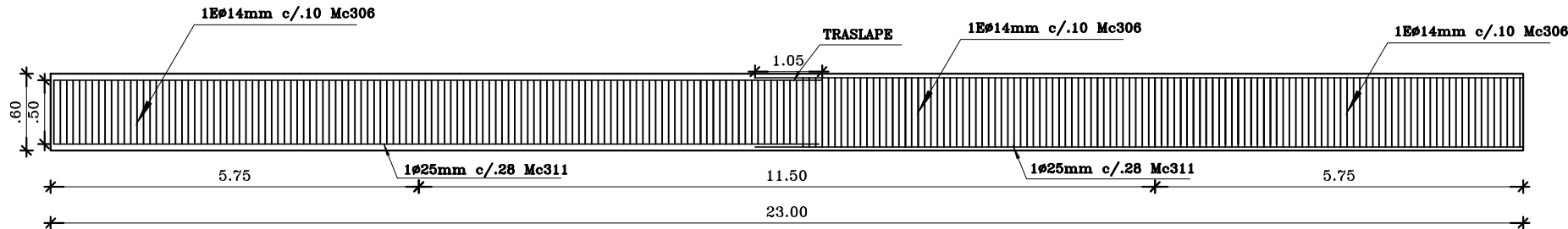
ALTERNATIVA 1.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE ACERO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO

PROYECTO: PUENTE L=85m IBARRA-IMBABURA	LAMINA: 5 de 8
CONTIENE: ARMADO DE ESTRIBO, ZAPATA Y PANTALLA DETALLES DE TRABAS ANTISISMICAS, CORTES, VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	REVISOR: INDICADAS
REVISOR:	APROBADO:
	DIRECTOR:



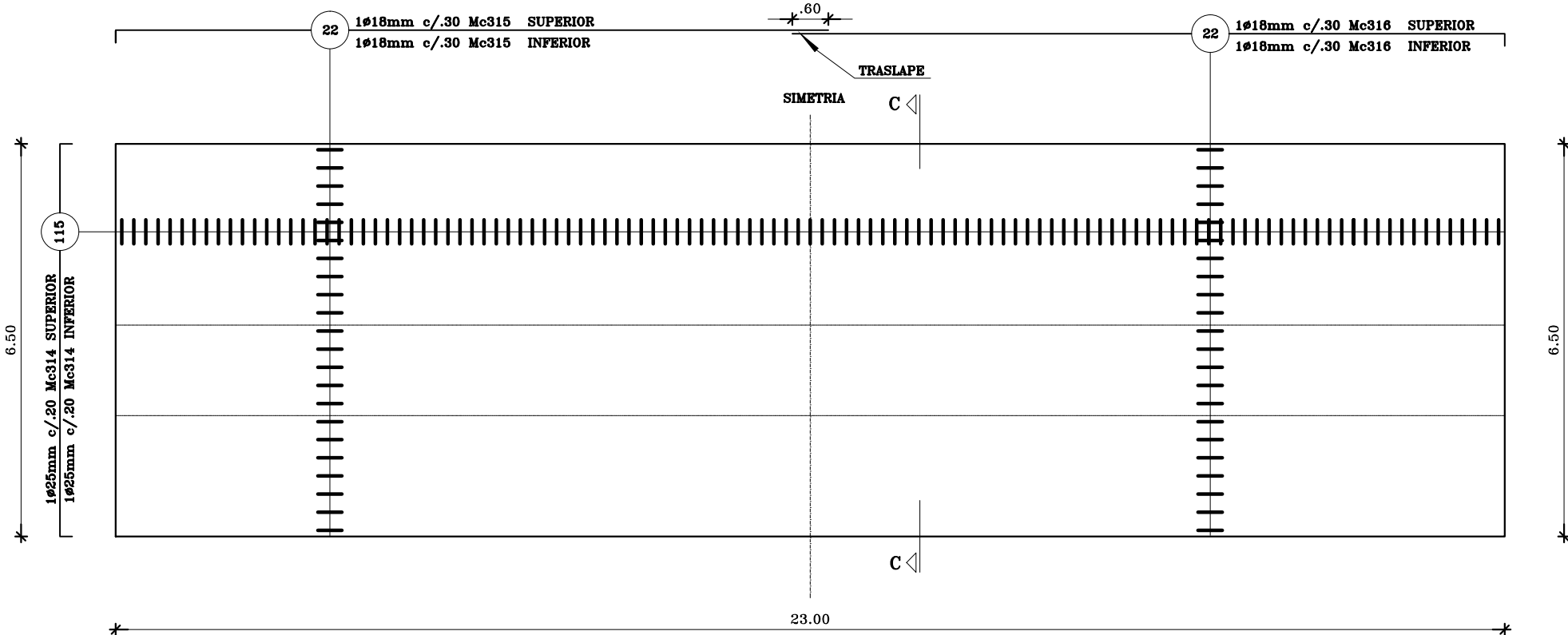
PLANTA – ESTRIBO

ESC. 1 : 100



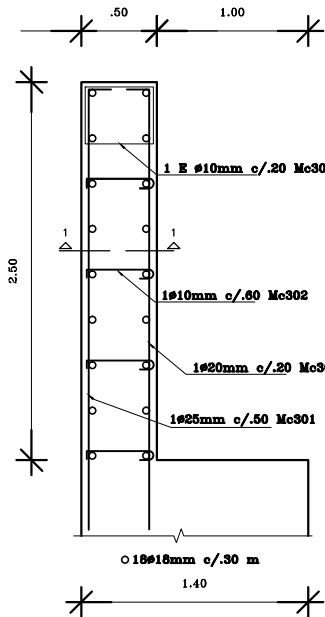
DETALLE 2-VIGA DE ASIENTO

ESC. HOR. 1 : 100
ESC. VER. 1 : 50



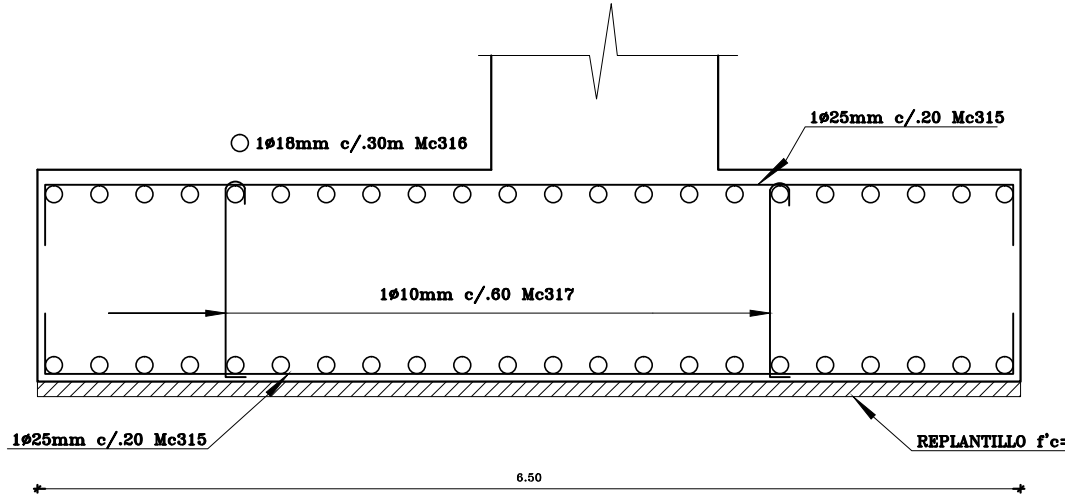
ARMADO ZAPATA:PLANTA

ESC. 1 : 100



ARMADO PANTALLA SUPERIOR

ESC. 1 : 20



ARMADO C-C ZAPATA

ESC. 1 : 20

PLANILLA DE PIERROS													
MARCA	DIAMETRO Φ mm	TIPO	N°	DIMENSIONES					LONGITUD CORTE m	LONGITUD TOTAL m	PESO/METRO kg/m	PESO kg	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e					
ESTRIBO													
300	20	L	230	2.5	0.15				0.05	760.50	5.470	1753.71	
301	25	L	22	2.50	0.15				0.05	280.00	5.600	1571.89	
302	10	J	312	0.05	0.40				0.15	360.00	0.600	115.32	
303	10	C	230	0.05	0.40				0.15	360.00	0.600	115.32	
304	18	L	36	11.00	0.15				0.10	450.00	2.000	984.00	Traslape 43recuel 1/2
305	18	L	36	11.00	0.15				0.10	450.00	2.000	984.00	Traslape 43recuel 1/2
306	14	O	460	1.50	0.50				0.60	1854.00	1.500	2263.76	
307	10	J	284	0.128	1.4				0.15	148	0.95	141.41	
308	25	L	230	2.50	0.15				0.05	760.50	5.600	1571.89	
309	25	L	230	2.50	0.15				0.05	760.50	5.600	1571.89	
310	25	L	230	2.50	0.15				0.05	760.50	5.600	1571.89	
311	25	L	400	12.00	0.15				0.10	500.00	3.000	224.50	Traslape 43recuel 1/2
312	20	L	124	11.00	0.15				0.10	1480.00	2.470	3073.35	
313	20	L	124	11.00	0.15				0.10	1480.00	2.470	3073.35	
314	25	C	400	0.50	0.20				0.60	2174.00	1.500	224.50	
315	18	C	80	11.00	0.20				0.10	1073.00	2.000	2147.00	Traslape 43recuel 1/2
316	18	C	80	11.00	0.20				0.10	1073.00	2.000	2147.00	

TRABAS ANTISISMICAS												
320	32	C	120	0.05	1.25				3.47	416.40	6.30.0	2827.48
321	32	C	120	0.25	0.92				2.09	668.00	6.30.0	4220.13

RESUMEN DE MATERIALES												
Φ mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32		
L (m)	0.00	970.15	0.00	1658.00		3004.00	5625.40	0.00	7032.50	0.00		
Peso (kg)	0.00	596.00	0.00	2003.75	0.00	6098.00	13994.74	0.00	26864.13	0.00		
Estribos Wot (kg) = 49895.65												

RESUMEN DE MATERIALES												
Φ mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32		
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1095.2		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6847.6		
Trabes Antisismicas Wot (kg) = 6847.6												

RESUMEN DE MATERIALES												
Φ mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32		
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1095.2		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6847.6		
Trabes Antisismicas Wot (kg) = 6847.6												

RESUMEN DE MATERIALES												
Φ mm	8	10	12	14	16	18	20	22	25	32		
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1095.2		
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6847.6		
Trabes Antisismicas Wot (kg) = 6847.6												

CANTIDAD DE MATERIALES												
ELEMENTO	Φ	f _c Kg/cm ²	VOLUMEN m ³	MATERIAL FILTRANTE = 11.00 m ³								
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

CANTIDAD DE MATERIALES												
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

CANTIDAD DE MATERIALES												
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

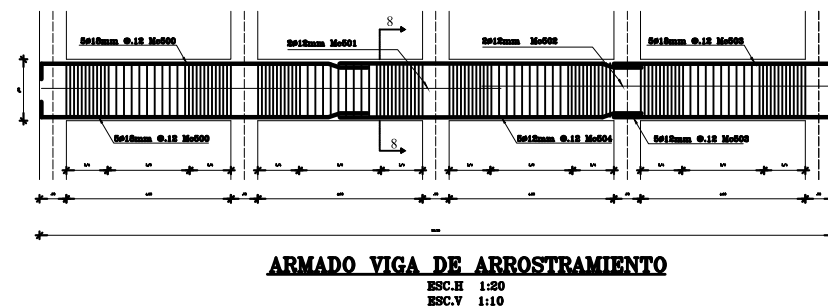
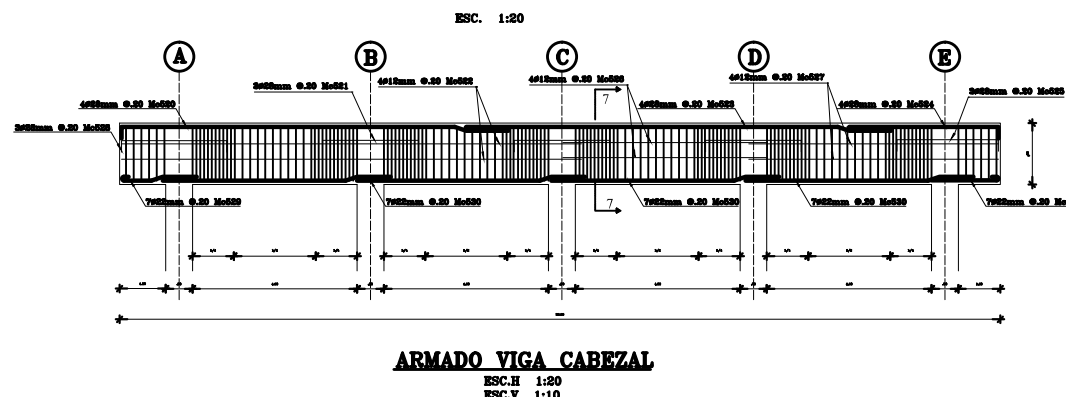
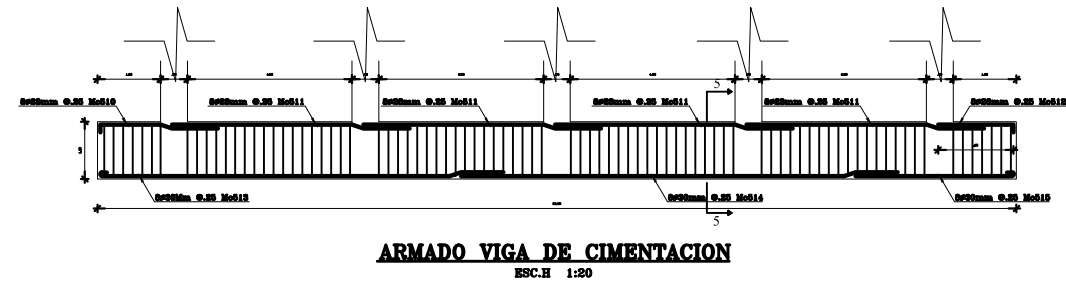
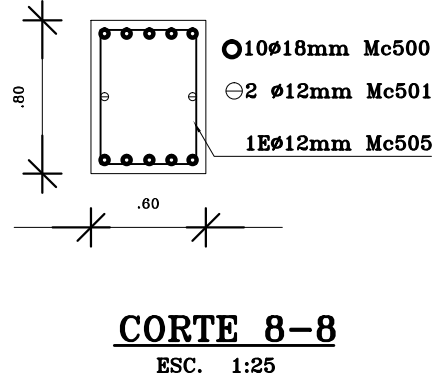
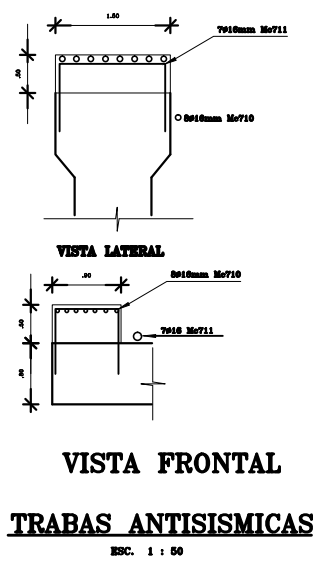
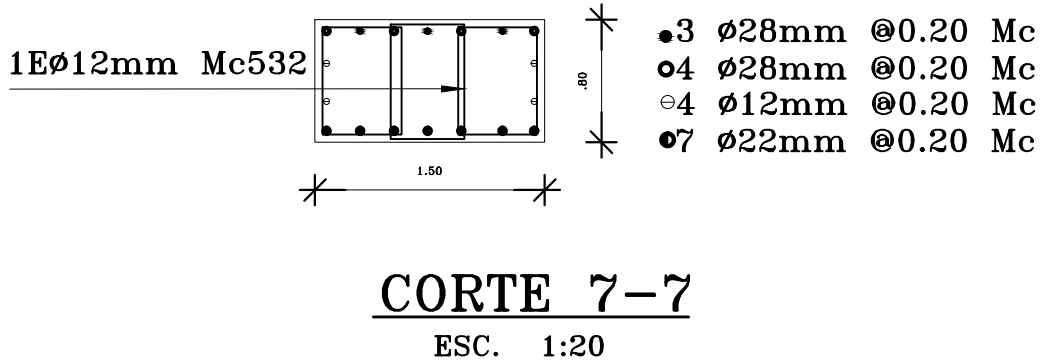
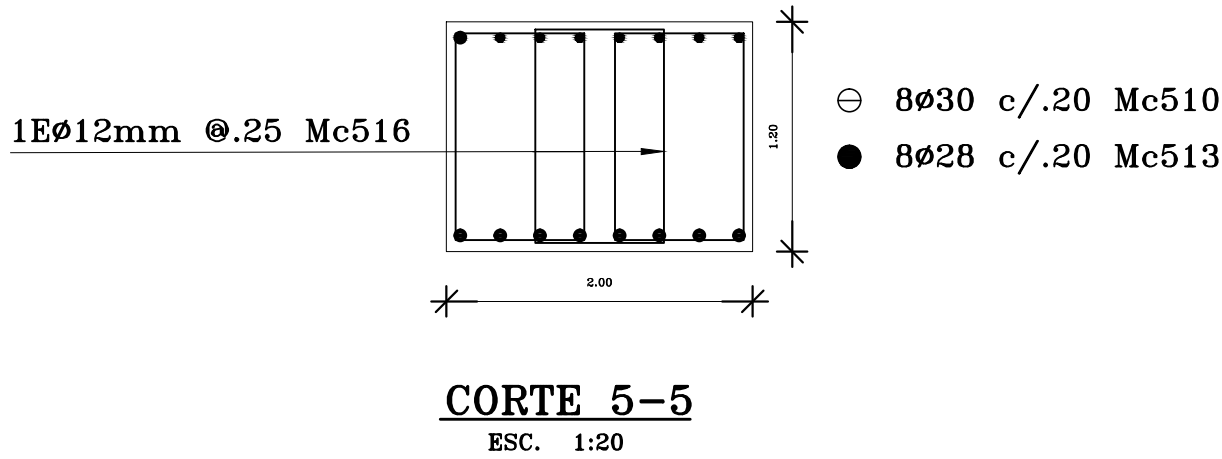
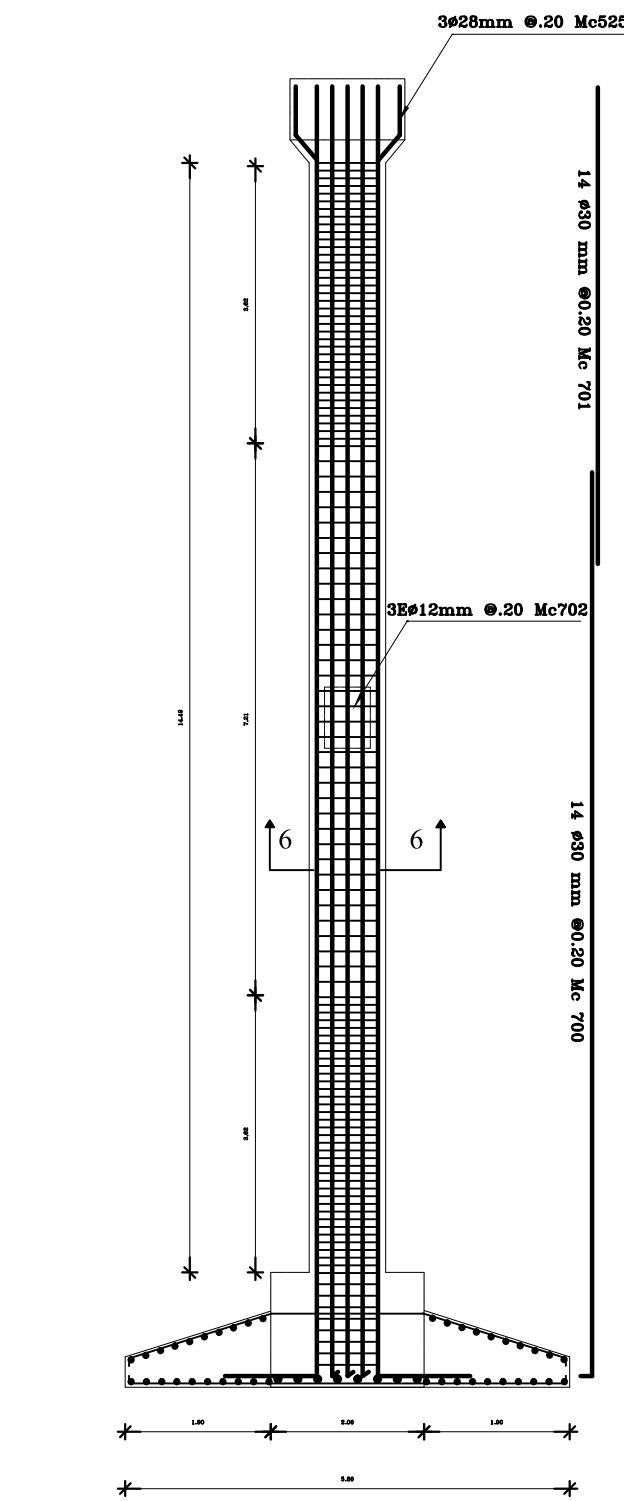
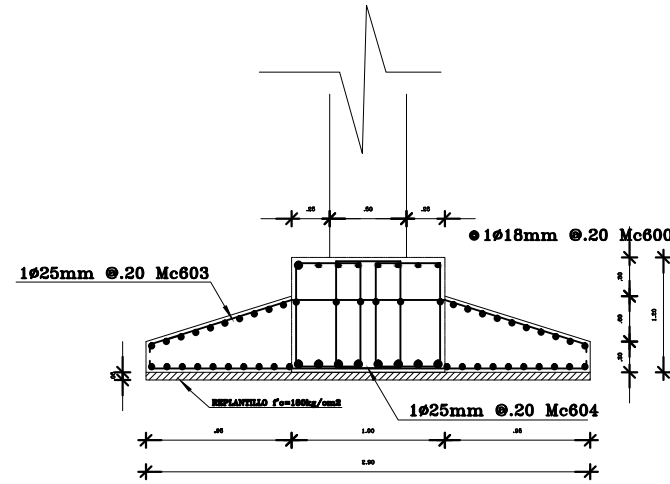
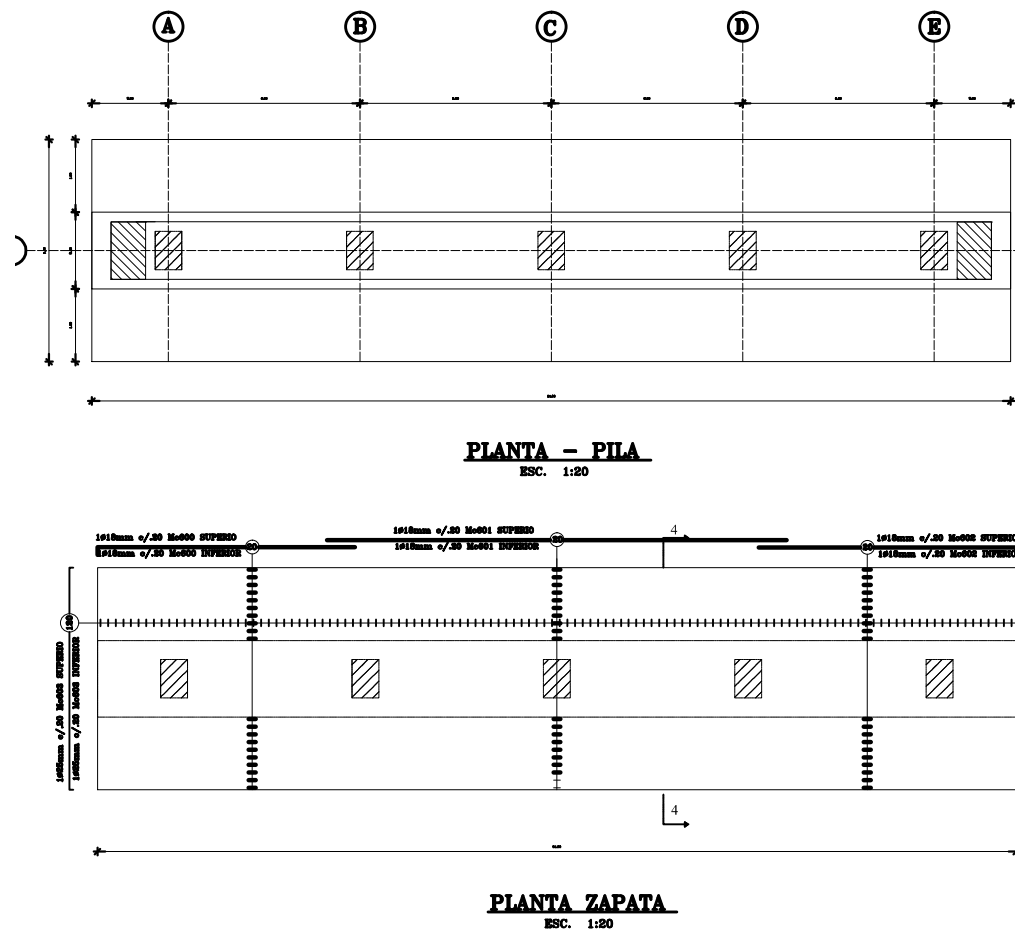
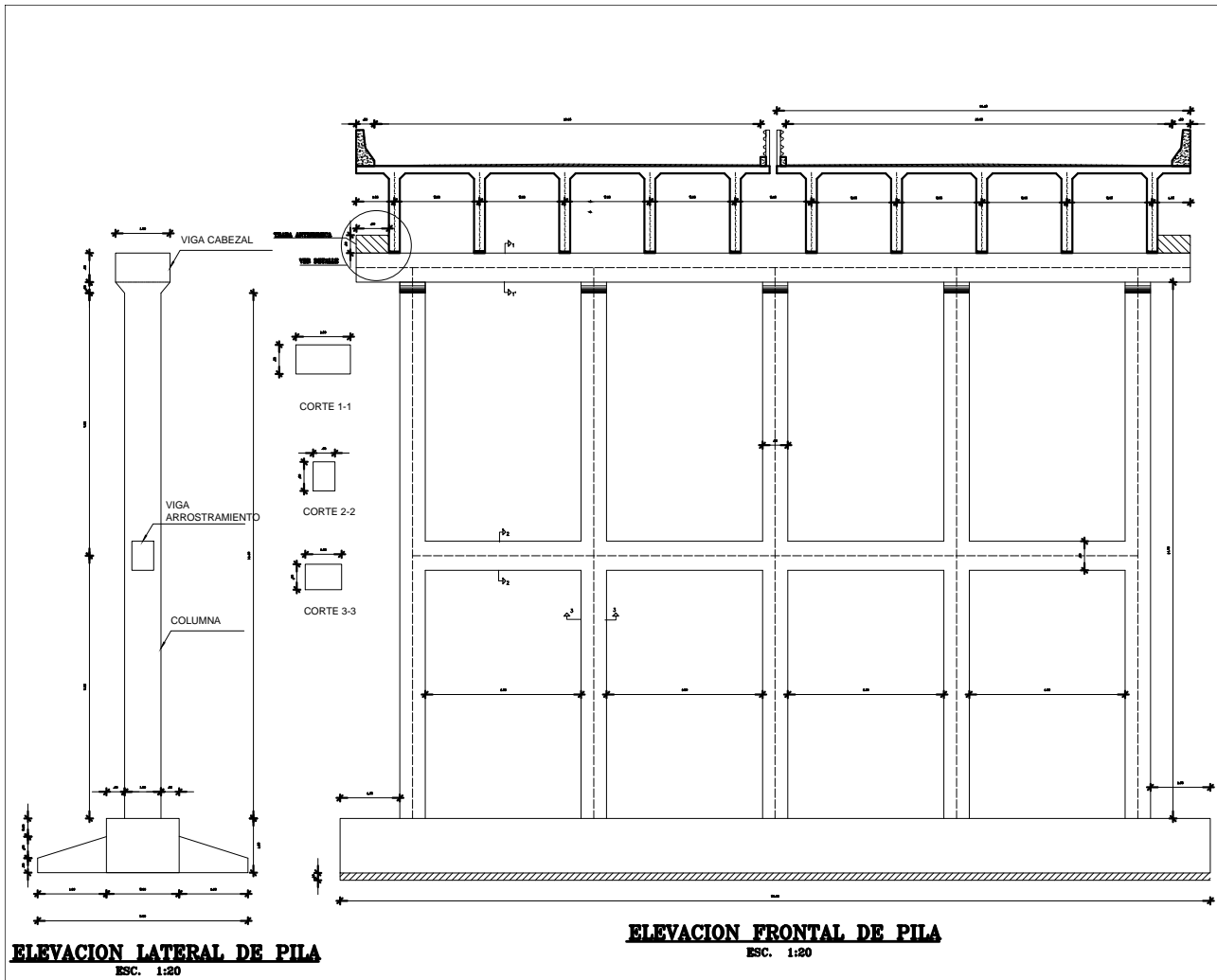
CANTIDAD DE MATERIALES												
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

CANTIDAD DE MATERIALES												
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

CANTIDAD DE MATERIALES												
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

CANTIDAD DE MATERIALES												
ESTRIBOS	280	342.24	342.24	TIPO PVC #100mm; L=1.50m = 45.00 m								
ZAPATA	280	418.60	418.60	VOLUMEN DE HORMIGON f _c =280 Kg/cm ² = 760.84 m ³								
TOTAL =				HORMIGON f _c =180 Kg/cm ² (REPLANTILLO) = 29.90 m ³								
				Wotol (kg) = 56216.23								

	REVISO:	APROBO:	DIRECTOR:



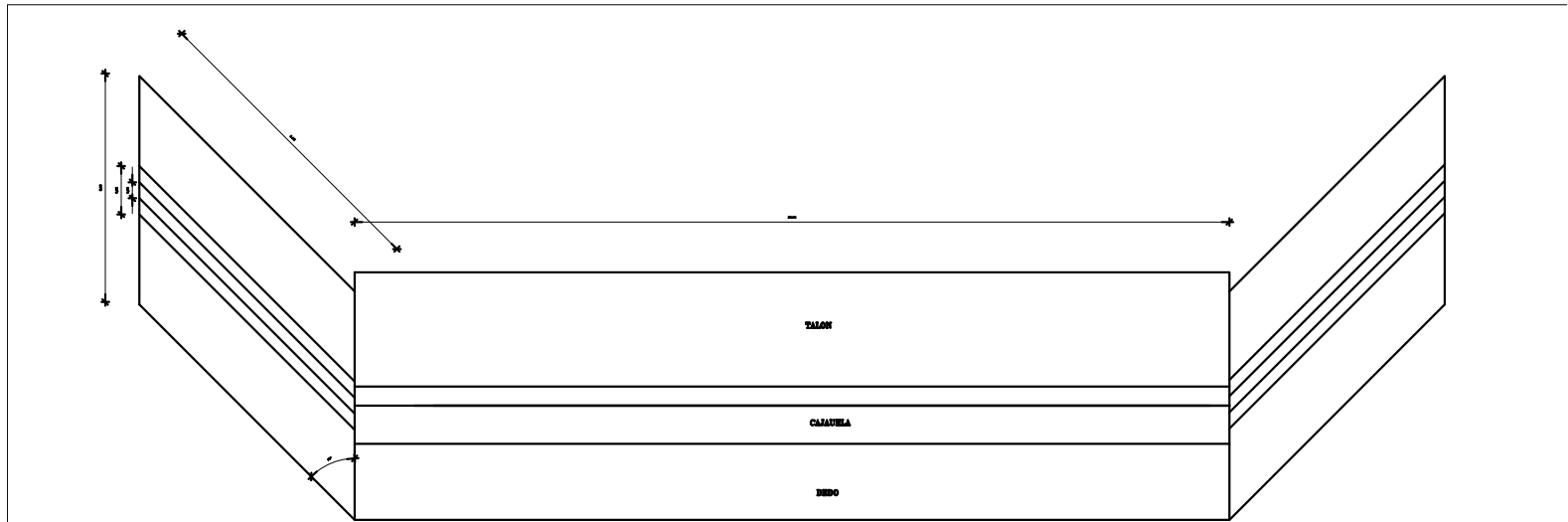
PLANILLA DE HIERROS														
MARCA	DIAMETRO Φ mm	TIPO	LT m	DIMENSIONES					LONGITUD CORTE m	LONGITUD TOTAL m	PESO/METRO kg/mt	PESO kg	OBSERVACIONES	
				a	b	c	d	e						
VIGA DE ARROSTRAMIENTO														
530	18	L	10	6.5	0.2				8.70	87.00	2.000	174.00	Traslapo 40 veces el Φ	
532	12	I	2	13.00					13.00	164.00	0.889	141.72	Traslapo 40 veces el Φ	
532	12	I	2	9.1					9.10	18.20	0.889	16.16	Traslapo 40 veces el Φ	
533	18	L	10	6.05	0.20				6.25	62.50	2.000	125.00	Traslapo 40 veces el Φ	
534	18	L	10	7.9					7.90	79.00	2.000	158.00	Traslapo 40 veces el Φ	
535	12	O	136	0.90	0.70				0.95	126.80	0.889	112.15	Traslapo 40 veces el Φ	
VIGA DE CIMENTACION														
530	28	L	8	5.05	0.2				5.25	42.00	4.850	204.96	Traslapo 40 veces el Φ	
531	28	L	12	6.20					6.20	74.40	4.850	269.27	Traslapo 40 veces el Φ	
532	20	L	8	2	0.2				2.20	17.60	4.850	85.02	Traslapo 40 veces el Φ	
533	20	L	8	10.45					10.60	85.20	5.550	472.96	Traslapo 40 veces el Φ	
534	20	L	8	11.4					11.40	91.20	5.550	506.15	Traslapo 40 veces el Φ	
535	20	L	8	4.00	0.70				4.30	34.40	5.550	193.02	Traslapo 40 veces el Φ	
536	12	O	298	0.95	1.95				0.20	245	635.20	0.889	549.95	Traslapo 40 veces el Φ
VIGA CABEZAL														
530	28	L	4	18.1	0.2				18.30	73.20	4.850	239.00	Traslapo 40 veces el Φ	
531	28	C	9	2.00	0.15				2.15	17.40	4.850	121.72	Traslapo 40 veces el Φ	
532	12	I	4	12					12.00	48.00	0.889	42.42	Traslapo 40 veces el Φ	
533	20	L	4	14.02					14.10	56.40	4.850	234.45	Traslapo 40 veces el Φ	
534	20	L	4	1.9	0.15				4.95	19.80	4.850	79.25	Traslapo 40 veces el Φ	
535	28	C	3	2.65	0.15				2.80	8.55	4.850	42.75	Traslapo 40 veces el Φ	
536	12	I	4	4.95					4.95	19.80	0.889	17.00	Traslapo 40 veces el Φ	
537	12	I	4	6.95					6.95	27.80	0.889	23.57	Traslapo 40 veces el Φ	
538	28	C	3	2.75	0.15				2.90	8.70	4.850	33.85	Traslapo 40 veces el Φ	
539	22	I	7	2.00					2.05	14.35	2.000	48.75	Traslapo 40 veces el Φ	
530	22	I	20	5.95					5.95	119.00	2.000	495.47	Traslapo 40 veces el Φ	
531	22	I	7	2.70					2.75	11.25	2.000	28.75	Traslapo 40 veces el Φ	
532	12	O	648	0.70	0.50				0.75	516.00	0.889	459.53	Traslapo 40 veces el Φ	
COLUMNA														
600	18	L	40	4.7	0.2				4.90	196.00	2.000	392.00	Traslapo 40 veces el Φ	
601	18	L	40	12.00					12.00	480.00	2.000	960.00	Traslapo 40 veces el Φ	
602	18	L	40	6.75	0.2				6.95	278.00	2.000	556.00	Traslapo 40 veces el Φ	
603	25	U	120	2.00	1.95	0.40			6.16	732.00	5.824	2797.17	Traslapo 40 veces el Φ	
604	25	C	120	5.7	0.1				5.90	706.00	5.824	2797.30	Traslapo 40 veces el Φ	
COLUMNA														
710	16	C	14	2.14	0.2				2.30	140.00	5.950	912.43	Traslapo 40 veces el Φ	
710	16	C	14	6.25					6.25	67.50	5.950	485.63	Traslapo 40 veces el Φ	
710	12	J	120	1.25					0.95	195.00	0.888	148.98	Traslapo 40 veces el Φ	
710	12	J	120	1.85	0.50	0.40			0.95	380.00	0.888	322.14	Traslapo 40 veces el Φ	
710	12	O	120	0.9	1.2				0.95	90.00	0.889	80.23	Traslapo 40 veces el Φ	
TRABAS ANTISISMICAS														
711	16	C	16	6.8	0.95				7.50	60.80	2.470	156.80	Traslapo 40 veces el Φ	
711	16	C	14	2.40	0.90				3.30	44.80	2.470	119.66	Traslapo 40 veces el Φ	

TIPOS DE HIERROS:											
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l
I	C	Z	C	V	L	G	b	c	d	e	f

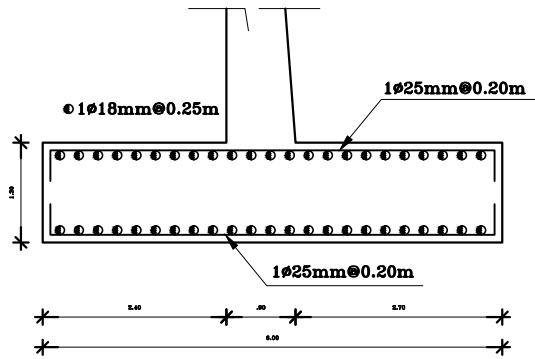
RESUMEN DE MATERIALES											
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	
L (m)	0.0	246.2	0.0	0.0	234.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Peso (kg)	0.0	238.6	0.0	0.0	469.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
V. Armado (kg) = 687.6											
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	28	30	
L (m)	0.0	639.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	242.0	210.8	
Peso (kg)	0.0	545.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1168.9	1169.9	
V. Cimentacion (kg) = 2388.6											
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	28	30	
L (m)	0.0	1294.4	0.0	0.0	0.0	0.0	133.9	0.0	144.1	0.0	
Peso (kg)	0.0	1194.4	0.0	0.0	0.0	0.0	577.8	0.0	696.0	0.0	
V. Cabecal (kg) = 2428.3											
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	1034.0	0.0	0.0	0.0	1443.0	0.0	
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	2068.0	0.0	0.0	0.0	5500.8	0.0	
Zapata (kg) = 7566.8											
Φ mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	28	
L (m)	0.0	0.0	0.0	0.0	1335.0	0.0	0.0	0.0	168.0	255.5	
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	127.2	0.0	0.0	0.0	0.0	1483.0	
Traba antisismica (kg) = 127.2											

CANTIDAD DE MATERIALES				VOLUMEN m3	VOLUMEN DE HORMIGON f=280 Kg/cm2 = 199.96 m3 HORMIGON f=180 Kg/cm2 (REPLANTILLO) = 13.92 m3 Motal (kg) = 16450.90
ELEMENTO	TC	kg/cm2	VOLUMEN		
VIGA CABEZAL			27.80		
VIGA ARROSTRAMIENTO			8.24		
COLUMNA			51.80		
ZAPATA			112.32		
TOTAL =				199.96	

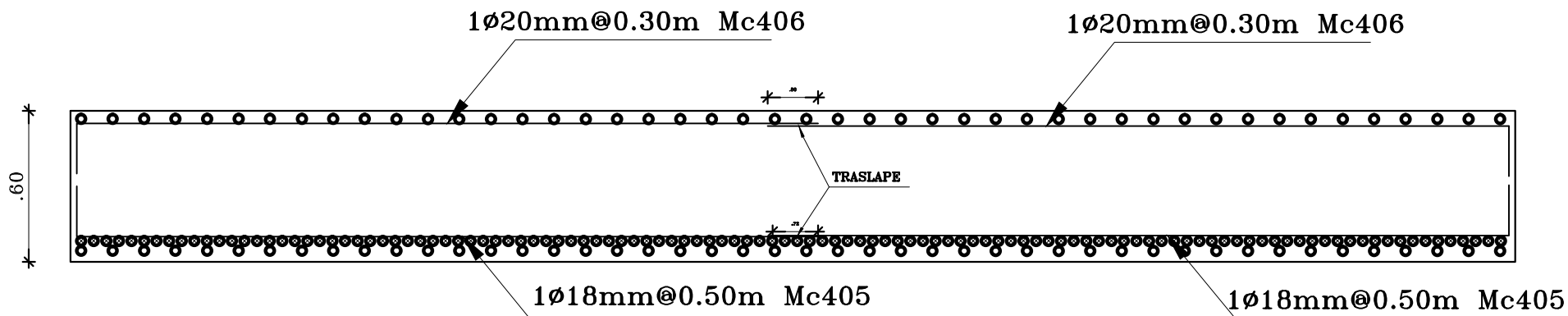
PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL											
ALTERNATIVA 2.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE ACERO SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGON ARMADO						LAMINA: 7 de 8					
PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE						REVISAR: INDICADAS					
PUENTE L=85m IBARRA-IMBABURA						FECHA: DIBUJO:					
CONTIENE: ARMADO: VIGA CABEZAL, VIGA ARROSTRAMIENTO Y COLUMNA DE PILA VOLUMENES DE OBRA-DETALLES						REVISOR: APROBADO: DIRECTOR:					



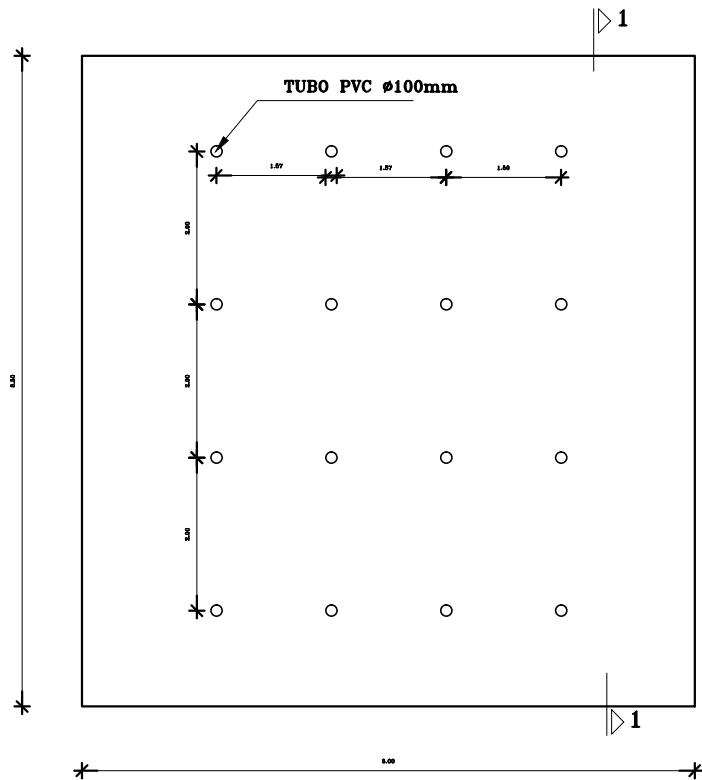
PLANTA MURO DE ALA
ESC. 1 : 20



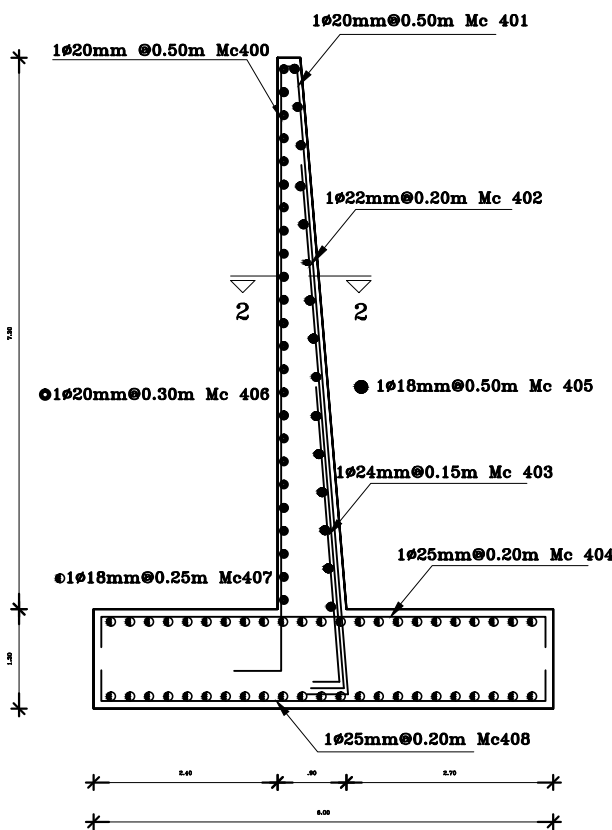
CORTE 3-3
ESC. 1 : 10



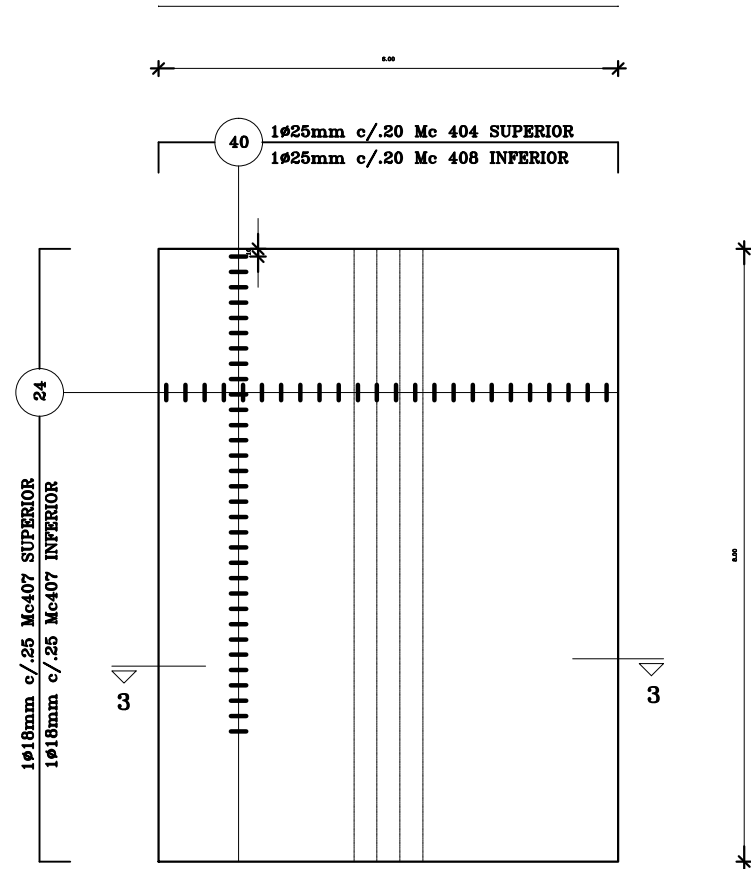
- 1ø20mm@0.50m Mc400
- 1ø22mm@0.20m Mc401
- 1ø24mm@0.15m Mc402



VISTA FRONTAL MURO DE ALA
ESC. 1 : 10



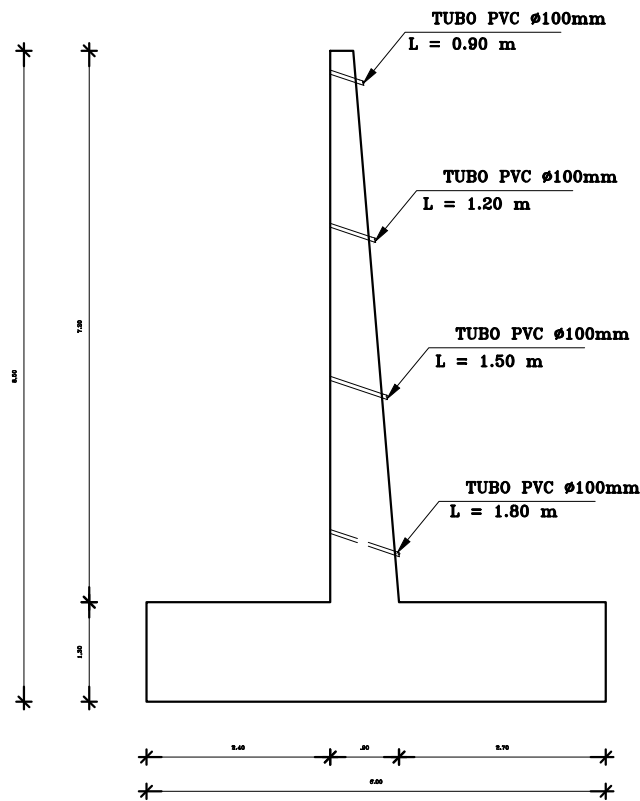
ARMADO MURO DE ALA
ESC. 1 : 10



ARMADO ZAPATA:PLANTA
ESC. 1 : 10

CORTE 2-2

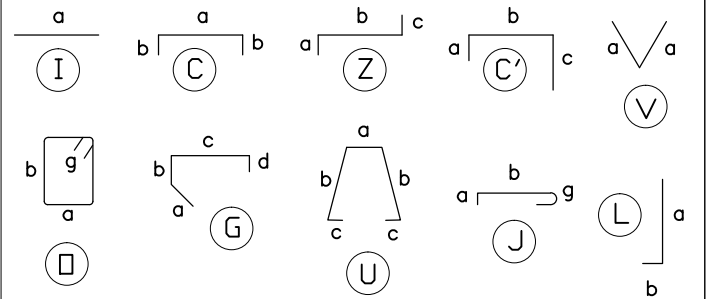
ESC.H 1 : 100
ESC.V 1 : 25



ELEVACION MURO DE ALA
ESC. 1 : 10

PLANILLA DE HIERROS													
MARCA	DIAMETRO φ	TIPO	H	DIMENSIONES					LONGITUD CORTE	LONGITUD TOTAL	PESO/METRO kg/m	PESO kg	OBSERVACIONES
				a	b	c	d	e					
MURO DE ALA													
400	20	C	194	9.4	0.02	0.1			13.12	1850.00	2.470	4590.34	
402	22	C	194	5.75	0.04	0.02			13.36	1556.24	2.470	4790.41	
402	22	L	230	5.05	0.45				7.50	1678.00	2.960	5005.42	
408	24	L	204	3.05	0.35				4.50	1740.00	3.500	6062.26	
408	25	C	80	9	0.4				0.36	544.00	3.604	2080.26	
408	18	L	72	11.90	0.35				12.00	864.00	2.000	1728.00	Traslape 40 veces el φ
408	20	L	112	12.0	0.2				12.00	1344.00	2.070	3618.48	Traslape 40 veces el φ
407	18	C	80	6.00	0.40				0.36	544.00	2.000	1000.00	
408	25	C	80	6	0.4				0.36	544	3.604	2080.26	

TIPOS DE HIERROS:



RESUMEN DE MATERIALES

mm	10	12	14	16	18	20	22	24	25	32
L(m)	0.0	0.0	0.0	0.0	1708.8	5112.3	1679.0	1298.6	1088.0	0.0
Peso (kg)	0.0	0.0	0.0	0.0	3417.6	12627.4	5008.4	4392.8	4156.2	0.0
Peso de Ala Vitró (kg) =										
29796.9										

CANTIDAD DE MATERIALES			
ELEMENTO	f'c kg/cm2	VOLUMEN m3	MATERIAL FILTRANTE = 11.00 m3
MURO DE ALA	280	268.32	TUBO PVC ø100mm; L=0.9,1.2,1.5,1.8 m = 43.20 m
ZAPATA		124.8	VOLUMEN DE HORMIGON f'c=280 kg/cm2 = 333.12 m3
TOTAL =			333.12
			HORMIGON f'c=180 kg/cm2 (REPLANTILLO) = 9.80 m3
			Wotal (kg) = 29796.90

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- HORMIGON SIMPLE f'c=240 Kg/cm². VER ESPECIFICACIONES TECNICAS COMPLETAS PARA EL HORMIGON EN LA MEMORIA DE CALCULO.
- ACERO ESTRUCTURAL fy=4200 Kg/cm².EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA Y CORRUGADA.
- PARA EL DISEÑO SE HA EMPLEADO LA ESPECIFICACIONES ASHITO LRFD

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA CIENCIAS, FISICAS Y MATEMATICA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADUACION PARA LA OBTENCION DEL
TITULO DE INGENIERO CIVIL
ALTERNATIVA 2.-PUENTE DE VIGAS LONGITUDINALES DE DOS VANOS DE ACERO
SIMPLEMENTE APOYADAS Y TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO

PROYECTO: PUENTE QBDA GRANDE PUENTE L=45m	BARRA-MEDIDURA	LAMINA: 8 de 8	ESCALA: INDICADAS
CONTIENE:	ARMADO: ZAPATA Y PANTALLA DE MURO DE ALA DETALLES, CORTES, VOLUMENES DE OBRA-DETALLES	FIGURA: DEBIDO:	

REVISOR:	APROBADO:	DIRECTOR: